PENERBIT ANDI

Desain Pondasi Tahan Gempa

Sesuai SNI 03-1726-2002
dan SNI 03-2847-2002

Anugrah Pamungkas
& Erny Harianti

Desain Pondasi Tahan Gempa

Sesuai SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002

Anugrah Pamungkas
Erny Harianti

Penerbit ANDI Yogyakarta

Desain Pondasi Tahan Gempa
Sesuai SNI 03-1762-2002 dan SNI 03-2847-2002
Oleh: Anugrah Pamungkas & Erny Harianti

Hak Cipta © 2013 pada Penulis

Editor : Fl. Sigit Suyantoro
Setting : Basuki
Desain Cover : Bowo
Korektor : Venan

Hak Cipta dilindungi undang-undang.
Dilarang memperbanyak atau memindahkan sebagian atau seluruh isi buku ini dalam bentuk apapun, baik secara elektronis maupun mekanis, termasuk memfotocopy, merekam atau dengan sistem penyimpanan lainnya, tanpa izin tertulis dari Penulis.

Penerbit: C.V ANDI OFFSET (Penerbit ANDI)
Jl. Beo 38-40, Telp. (0274) 561881 (Hunting), Fax. (0274) 588282 Yogyakarta 55281

Percetakan: ANDI OFFSET
Jl. Beo 38-40, Telp. (0274) 561881 (Hunting), Fax. (0274) 588282 Yogyakarta 55281

Perpustakaan Nasional: Katalog dalam Terbitan (KDT)

Pamungkas, Anugrah

Desain Pondasi Tahan Gempa
Sesuai SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002/

Anugrah Pamungkas & Erny Harianti;

– Ed. I . – Yogyakarta: ANDI,

22 21 20 19 18 17 16 15 14 13

xii + 124 hlm.; 16 x 23 Cm.

10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

ISBN: 978 – 979 – 29 – 3569 – 1

I. Judul

1. Foundation Engineering

2. Harianti, Erny

DDC'21 : 624.15

KATA PENGANTAR

Buku *Desain Pondasi Tahan Gempa* merupakan buku dengan pengarang yang sama dengan buku *Gedung Beton Bertulang* yang telah diterbitkan ITS Press tahun 2010, yaitu Anugrah Pamungkas dan Erny Harianti.

Buku ini membahas teori dan contoh perhitungan struktur bawah dengan langkah yang mudah dipahami dan menggunakan bahasa yang sederhana sehingga mudah dimengerti oleh pembaca yang masih pemula di bidang perencanaan konstruksi.

Struktur bawah yang terdiri dari balok sloof, pondasi (dalam atau dangkal) merupakan salah satu bagian terpenting dari suatu struktur secara keseluruhan mengingat kokoh tidaknya suatu gedung tergantung kekuatan struktur bawahnya.

Analisis pada contoh perhitungan struktur dilakukan dengan mengacu pada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI-03-2847-2002), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI-03-1726-2002), dan Peraturan Pembebanan Indonesia (PPIUG 1983).

Dalam menyusun buku ini penulis mendapat banyak masukan dari berbagai pihak. Untuk itu, penulis mengucapkan terima kasih sebesar-besarnya kepada Allah SWT dan semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu per satu.

Penulis menyadari masih banyak kekurangan pada buku ini, baik pada materi yang disajikan maupun pada cara penyajiannya. Karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk menuju yang lebih baik.

Penulis

"Niscaya Allah akan meninggikan orang-orang yang beriman di antaramu dan orang-orang yang diberi ilmu pengetahuan beberapa derajat."

(Al Mujadilah: 11)

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR iii

DAFTAR ISI v

DAFTAR GAMBAR ix

DAFTAR TABEL xi

BAB 1 PENDAHULUAN 1

BAB 2 STRUKTUR BAWAH 3

2.1 BEBAN MATI (DL) 4

2.2 BEBAN HIDUP (LL) 4

2.3 BEBAN GEMPA (E) 4

2.4 APLIKASI BEBAN GEMPA TERHADAP STRUKTUR BAWAH ... 6

BAB 3 DATA KARAKTERISTIK TANAH 9

3.1 PENYELIDIKAN TANAH 10

3.2 DAYA DUKUNG TANAH 11

3.2.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah 11

BAB 4 PONDASI 15

4.1 JENIS-JENIS PONDASI 15

4.2 DASAR-DASAR PEMILIHAN JENIS PONDASI 16

BAB 5 PONDASI DANGKAL 19
5.1 PONDASI BATU KALI 19
5.2 PONDASI TAPAK DARI BETON BERTULANG 23

BAB 6 PONDASI TIANG 41
6.1 DAYA DUKUNG IJIN TIANG 42
6.1.1 Daya Dukung Ijin Tekan 42
6.1.2 Daya Dukung Ijin Tarik 50
6.2 JUMLAH TIANG YANG DIPERLUKAN 54
6.3 EFISIENSI KELOMPOK TIANG 55
6.4 BEBAN MAKSIMUM TIANG PADA KELOMPOK TIANG 57
6.5 DAYA DUKUNG HORIZONTAL 60
6.6 KONTROL DEFLEKSI TIANG VERTIKAL 63
6.7 KERUNTUHAN KELOMPOK TIANG (BLOCK FAILURE) 65
6.8 GESEKAN NEGATIF 69

BAB 7 PENURUNAN TIANG 73
7.1 PENURUNAN TIANG TUNGGAL 73
7.2 PENURUNAN KELOMPOK TIANG 79

BAB 8 PILE CAP 87
8.1 DIMENSI PILE CAP 87
8.2 PERHITUNGAN TULANGAN 94

BAB 9 BALOK SLOOF 97
9.1 BEBAN BALOK SLOOF 97
9.2 PERHITUNGAN TULANGAN 98
9.2.1 Tulangan Lentur 98
9.2.2 Tulangan Geser 102
9.3 ANALISIS SATU KOLOM SATU TIANG PONDASI (ONE COLUMN ONE PILE) 106

DAFTAR PUSTAKA 109

DAFTAR NOTASI 111

TENTANG PENULIS 123

DAFTAR GAMBAR

Gambar 5.1 Denah pondasi batu kali 21
Gambar 5.2 Dimensi pondasi batu kali 22
Gambar 5.3 Dimensi pondasi telapak..... 24
Gambar 5.4 Analisis geser 1 arah 26
Gambar 5.5 Analisis Geser 2 Arah 28
Gambar 5.6 Penampang Kritis 32
Gambar 5.7 Tulangan Pondasi Telapak 33
Gambar 5.8 Grafik hubungan μi, μo, kedalaman pondasi (Df) dan lebar pondasi (B) (Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli) 35
Gambar 5.9 Faktor pengaruh I untuk tegangan vertikal di bawah sudut luasan beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang fleksibel (NAVFAC DM7.1, 1982) 37
Gambar 6.1 Data hasil sondir 46
Gambar 6.2 Data hasil boring (1) 48
Gambar 6.3 Data hasil boring (2) 49
Gambar 6.4 Dimensi Pile Cap dan jarak hitung 56
Gambar 6.5 Beban yang bekerja pada pile cap..... 58
Gambar 6.6 Jarak tiang pada kelompok tiang 59
Gambar 6.7 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (Broms, 1964a) (a) Tiang Pendek (b)Tiang sedang (c) Tiang Panjang 61
Gambar 6.8 Faktor bentuk S' untuk kelompok tiang (Meyerhof - Skempton) 66

Gambar 6.9 Faktor kapasitas dukung Nc (Meyerhof)..... 67
Gambar 7.1 Faktor penurunan Io (Poulus dan Davis, 1980)..... 75
Gambar 7.2 Koreksi kompresi, Rk (Poulus dan Davis, 1980)..... 75
Gambar 7.3 Koreksi kedalaman, Rh (Poulus dan Davis, 1980)..... 76
Gambar 7.4 Koreksi angka Poisson, Rμ (Poulus dan Davis, 1980)..... 76
Gambar 7.5 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, Rb (Poulus dan Davis, 1980)..... 77
Gambar 7.6 Tiang berada pada tanah pasir 78
Gambar 7.7 Distribusi tegangan di bawah pondasi bujur sangkar..... 81
Gambar 7.8 Faktor kedalaman untuk perhitungan settlement oedometer..... 82
Gambar 7.9 Kelompok tiang 84
Gambar 8.1 Jarak tiang..... 88
Gambar 8.2 Analisis geser 1 arah 89
Gambar 8.3 Analisis geser 2 arah 91
Gambar 8.4 Tulangan Pile Cap..... 96
Gambar 9.1 Diagram Iteraksi PCACOL..... 102
Gambar 9.2 Tulangan Balok Sloof 105
Gambar 9.3 Tulangan Balok Sloof 107

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor kuat lebih (dikutip dari Tabel 9 SNI 03-1726-2002) 6
Tabel 3.1 Daftar nilai koefisien daya dukung tanah Terzaghi 14
Tabel 5.1 Faktor geologi μg (MJ. Thomlinson,1977)..... 39
Tabel 6.1 Daya dukung tekan tiang berdasarkan data sondir 45
Tabel 6.2 Daya dukung tekan tiang berdasarkan data SPT 47
Tabel 6.3 Hasil perhitungan daya dukung ijin tekan tiang 50
Tabel 6.4 Daya dukung tarik tiang berdasarkan data sondir 52
Tabel 6.5 Daya dukung tarik tiang berdasarkan data SPT 53
Tabel 6.6 Hasil perhitungan daya dukung ijin tarik tiang ... 54
Tabel 6.7 Nilai Kdtanδ yang disarankan oleh Broms (1976) . 70

Bab 1 PENDAHULUAN

Struktur bawah merupakan bagian bawah dari suatu struktur bangunan/gedung yang menahan beban dari struktur atas. Struktur bawah meliputi balok sloof dan pondasi.

Balok sloof adalah balok yang mengikat pondasi satu dengan yang lain, berfungsi sebagai pengikat dan juga untuk mengantisipasi penurunan pada pondasi agar tidak terjadi secara berlebihan.

Pondasi adalah struktur bagian paling bawah dari suatu konstruksi (gedung, jembatan, jalan raya, terowongan, dinding penahan, menara, tanggul , dll.) yang berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal di atasnya (kolom) maupun beban horizontal ke tanah.

Perencanaan struktur bawah untuk suatu konstruksi bangunan dengan tepat mutlak diperlukan untuk dapat menjaga kestabilan konstruksi yang ditahan. Kesalahan dalam perhitungan struktur bawah akan menyebabkan bangunan yang kokoh pada struktur atas menjadi runtuh dan berakibat fatal bagi penghuninya.

Bab 2 STRUKTUR BAWAH

Struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung atau bangunan yang berada di bawah pemukaan tanah, dapat berupa besmen dan/atau sistem pondasi.

Struktur atas dapat dianggap terjepit lateral pada taraf lantai dasar. Pada gedung tanpa besmen, taraf penjepitan lateral struktur atas dapat dianggap terjadi pada bidang telapak pondasi atau pada bidang atas kepala tiang (*pile cap*).

Struktur bawah memikul beban-beban dari struktur atas sehingga struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati (DL), beban hidup (LL), beban gempa (E), beban angin, dll.

Namun pada pembahasan buku ini, beban yang dibahas hanyalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa saja. Diasumsikan pembaca mengerti aplikasi beban yang lain bila memang direncanakan akan bekerja pada struktur atas.

Pada pembahasan berikutnya, yang dimaksud dengan **beban tidak terfaktor** adalah beban DL + LL, sedangkan **beban terfaktor** adalah beban ultimit yang berasal dari kombinasi pembebanan seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.2.

2.1 BEBAN MATI (DL)

Beban mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, *finishing*, mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

2.2 BEBAN HIDUP (LL)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan di dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap gedung tersebut.

2.3 BEBAN GEMPA (E)

Beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah di bawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang. Goyangan tersebut dimodelkan sebagai beban horizontal terhadap struktur atas gedung atau bangunan, dan kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana.

Bila tidak dilakukan analisis interaksi tanah-struktur, analisis gempa rencana struktur atas dan truktur bawah dapat dilakukan secara terpisah.

Berikut dikutipkan dasar perencanaan pembebanan gempa pada struktur bawah gedung atau bangunan.

SNI 03-1726-2002 Pasal 5.1.5

Dalam perencanaan struktur atas dan struktur bawah suatu gedung terhadap pengaruh gempa rencana, struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas. **Untuk itu, terhadap pengaruh gempa rencana unsur-unsur struktur bawah harus tetap berperilaku elastik penuh, tak bergantung pada tingkat daktilitas yang dimiliki struktur atasnya**.

SNI 03-1726-2002 Pasal 9.1.1

Berhubung sesuai pasal 5.1.5 akibat pengaruh gempa rencana struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu dari struktur atas, maka struktur bawah harus dapat memikul pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana Vm yang dapat diserap oleh struktur atas dalam kondisi di ambang keruntuhan menurut persamaan:

$$Vm = f2\ Vy$$

Di mana Vy adalah pembebanan gempa akibat pengaruh gempa rencana yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung dan f2 adalah faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan. Faktor kuat lebih struktur f2 nilainya bergantung pada nilai faktor daktilitas struktur gedung μ yang bersangkutan dan ditetapkan menurut persamaan:

$$f2 = 0.83 + 0.17\ \mu$$

Maka dengan memperhatikan pasal 4.3.3, pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana Vm dapat dihitung dari pembebanan gempa nominal Vn menurut persamaan:

$$Vm = f\ Vn$$

Di mana f disebut faktor kuat lebih total yang terdapat di dalam struktur gedung, yang ditetapkan menurut persamaan:

$$f = f1\ f2$$

Dengan f1 = 1,6 sebagai faktor kuat lebih beban dan bahan. Dalam Tabel 2.1 dicantumkan nilai f2 dan f untuk berbagai nilai μ, berikut faktor reduksi gempa R yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut pasal 4.3.4.

Tabel 2.1 Faktor kuat lebih (dikutip dari Tabel 9 SNI 03-1726-2002)

Taraf Kinerja Struktur	μ	R	f2	f
Elastik Penuh	1,0	1,6	1,00	1,6
Daktail Parsial	1,5 2,0 2,5 3,0 3,5 4,0 4,5 5,0	2,4 3,2 4,0 4,8 5,6 6,4 7,2 8,0	1,09 1,17 1,26 1,35 1,44 1,51 1,61 1,70	1,7 1,9 2,0 2,2 2,3 2,4 2,6 2,7
Daktail Penuh	5,3	8,5	1,75	2,8

2.4 APLIKASI BEBAN GEMPA TERHADAP STRUKTUR BAWAH

Aplikasi dari teori beban gempa yang dijelaskan pada Bab 2.3 pada buku ini adalah sebagai berikut:

Gaya gempa nominal Vn yang bekerja pada struktur atas, nilainya harus dikalikan terlebih dahulu dengan suatu faktor kuat lebih total f dari Tabel 2.1. Karena pada pasal 5.1.5 SNI 03-1726-2002 disebutkan bahwa struktur bawah harus berperilaku elastik penuh, maka nilai faktor kuat lebih total yang digunakan adalah f = 1,6.

Setelah dilakukan analisis struktur pada struktur atas (dengan menggunakan komputer ataupun tidak), gaya-gaya yang terjadi pada bagian bawah dari struktur atas itulah yang menjadi nilai beban yang bekerja pada struktur bawah.

Untuk contoh-contoh perhitungan pada buku ini diasumsikan bahwa gaya-gaya tersebut sudah memenuhi persyaratan.

Karena ilmu tentang gempa masih akan terus berkembang, akibat berbagai faktor, kemungkinan teori dan formula mengenai gempa nominal dan gempa rencana masih bisa berubah. Untuk itu kemungkinan dalam waktu dekat akan dikeluarkan peraturan baru mengenai perhitungan beban gempa pada struktur suatu gedung atau bangunan. Namun perhitungan perencanaan pondasi tetaplah sama. Dengan demikian apabila peraturan baru terbit, buku ini masih akan tetap berlaku. Hanya saja beban gempa yang terjadi dari struktur atas akibat perubahan peraturan tersebut harus diganti.

Bab 3 DATA KARAKTERISTIK TANAH

Dalam merencanakan struktur bawah diperlukan data-data mengenai karakteristik tanah tempat struktur tersebut berada dan beban struktur yang bekerja di atas struktur bawah yang direncanakan . Karakteristik tanah meliputi jenis lapisan tanah di bawah permukaan tanah, kadar air, tinggi muka air tanah, dll. Beban struktur yang bekerja tergantung dari jenis material yang digunakan, jumlah tingkat bangunan, jenis-jenis beban yang bekerja pada struktur tersebut, dll.

Seorang *structure engineer* harus bisa menentukan jenis pondasi yang tepat untuk digunakan pada bangunan yang dirancangnya. Jenis pondasi ditentukan dengan mempertimbangkan kondisi lingkungan tempat berdirinya bangunan dan usulan jenis pondasi serta karakteristik tanah yang dilaporkan oleh *soil engineer*.

Hasil dari penyelidikan tanah yang dilaporkan oleh *soil engineer* antara lain:

1. Kondisi tanah dasar yang menjelaskan jenis lapisan tanah pada beberapa lapisan kedalaman.
2. Analisis daya dukung tanah.
3. Besar nilai SPT (*Standard Penetration Test*) dari beberapa titik bor.

4. Besar tahanan ujung konus dan jumlah hambatan pelekat dari beberapa titik sondir.
5. Hasil tes laboratorium tanah untuk mengetahui berat jenis tanah, dll.
6. Analisis daya dukung tiang pondasi berdasarkan data-data tanah (apabila menggunakan pondasi tiang).
7. Rekomendasi dari *soil engineer* mengenai jenis pondasi yang digunakan.

3.1 PENYELIDIKAN TANAH

Penyelidikan tanah di lapangan bertujuan untuk mengetahui kondisi tanah dan jenis lapisannya.

Penyelidikan tanah ini dilakukan dengan berbagai cara, seperti:

1. Sondir

Test sondir dilakukan dengan menggunakan alat sondir yang dapat mengukur nilai perlawanan konus (*Cone Resistance*) dan hambatan lekat (*Local Friction*) secara langsung di lapangan.

Hasil penyondiran disajikan dalam bentuk diagram sondir yang memperlihatkan hubungan antara kedalaman sondir di bawah muka tanah dan besarnya nilai perlawanan konus (qc) serta jumlah hambatan pelekat (TF).

2. Deep Boring

Deep boring dilaksanakan dengan menggunakan mesin bor untuk mendapatkan contoh tanah. Pekerjaan *Standard Penetration Test* juga dilakukan pada pekerjaan boring.

3. Standard Penetration Test

Standard Penetration Test dilaksanakan pada lubang bor setelah pengambilan contoh tanah pada setiap beberapa interval kedalaman. Cara uji dilakukan untuk memperoleh parameter perlawanan penetrasi lapisan tanah di lapangan. Parameter tersebut diperoleh dari jumlah pukulan terhadap penetrasi konus, yang dapat dipergunakan untuk mengidentifikasi perlapisan tanah.

Hasil SPT ini disajikan dalam bentuk diagram pada boring log.

3.2 DAYA DUKUNG TANAH

Daya dukung tanah ($\bar{\sigma}$) adalah kemampuan tanah memikul tekanan, atau tekanan maksimum yang diijinkan yang bekerja pada tanah di atas pondasi.

Daya dukung terfaktor (σult) atau Factored Bearing Capacity adalah kemampuan tanah memikul tekanan atau tekanan maksimum pada batas runtuh.

Rumusnya adalah:

$$\bar{\sigma} = \sigma_{ult} / SF$$

di mana:

SF = *safety factor*

= 3 untuk beban normal

= 2 untuk beban darurat

Daya dukung tanah ditentukan dan dibatasi oleh:

1. Aman terhadap runtuhnya tanah (σult / SF).
2. Aman terhadap penurunan akibat konsolidasi tanah sehingga penurunan total tidak terlalu besar.

Daya dukung terfaktor dipengaruhi oleh:

1. Nilai parameter tanah (φ,c,γ)
2. Kedalaman pondasi Df
3. Ukuran dan bentuk pondasi
4. Sifat tanah terhadap penurunan
5. Kedalaman muka air tanah

3.2.1 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Teori Terzaghi

Terzaghi menghitung daya dukung tanah berdasarkan bentuk pondasi (persegi, bulat, lajur) dan berdasarkan jenis keruntuhan (*general shear* dan *local shear*)

Rumus yang digunakan:

1. *General shear*

a. *Continuous footing* (pondasi jalur)

$$\sigma_{ult} = c.Nc + q.Nq + 0.5B.\gamma.N\gamma$$

b. *Square footing* (pondasi bujur sangkar/persegi)

$$\sigma_{ult} = 1.3.c.Nc + q.Nq + 0.4B.\gamma.N\gamma$$

c. *Round footing* (pondasi lingkaran)

$$\sigma_{ult} = 1.3.c.Nc + q.Nq + 0.3B.\gamma.N\gamma$$

2. *Local shear*

a. Continuous footing (pondasi jalur)

$$\sigma ult = c'.Nc' + q'.Nq' + 0.5B.\gamma'.N\gamma'$$

b. Square footing (pondasi bujur sangkar/persegi)

$$\sigma ult = 1.3.c'.Nc' + q'.Nq' + 0.4B.\gamma'.N\gamma'$$

c. Round footing (pondasi lingkaran)

$$\sigma ult = 1.3.c'.Nc' + q'.Nq' + 0.3B.\gamma'.N\gamma'$$

Rumus tersebut dapat disederhanakan menjadi:

1. *General shear* : $\sigma ult = \alpha.c.Nc + q.Nq + \beta.B.\gamma.N\gamma$
2. *Local shear* : $\sigma ult = \alpha.c'.Nc' + q'.Nq' + \beta.B.\gamma'.N\gamma'$

di mana:

1. α dan β adalah faktor bentuk pondasi
   a. Pondasi lajur (c) : $\alpha = 1{,}0$; $\beta = 0{,}5$
   b. Pondasi persegi (s) : $\alpha = 1{,}3$; $\beta = 0{,}4$
   c. Pondasi bulat (r) : $\alpha = 1{,}3$; $\beta = 0{,}3$

2. Nc, Nq, Nγ dan Nc', Nq', Nγ' adalah
   a. Koefisien daya dukung tanah untuk *general* dan *local shear*
   b. Besarnya ditentukan oleh tanah di bawah dasar pondasi
   c. Disajikan dalam tabel dan grafik
3. Lebar pondasi (B)
   a. Untuk pondasi jalur adalah lebarnya
   b. Untuk pondasi bulat (lingkaran) adalah diameternya
   c. Untuk pondasi segi empat adalah sisi yang kecil
4. Nilai parameter φ,c,γ adalah parameter dari tanah di dasar pondasi
   a. Jika tanah ada di bawah muka air terendam maka digunakan berat volume terendam (γ')
   b. Jika kondisi tanah di bawah dasar pondasi tidak homogen/ berlapis, digunakan nilai φ,c,γ rata-rata
5. Nilai q (berat tanah per meter yang ada di atas bidang dasar pondasi per meter / beban terbagi rata).
   a. Jika tanah homogen $q = Df.\gamma$
   b. Jika tanah berlapis $q = Df1.\gamma1 + Df2.\gamma2 + \ldots$
   c. Untuk bagian tanah di bawah muka air tanah digunakan γ'
6. Untuk hitungan berdasar kondisi *local shear*
   a. Nilai kohesi tanah direduksi dipakai $c' = 2/3c$
   b. Digunakan Nc', Nq', Nγ' yang tabelnya dari tabel khusus untuk local shear

      Seperti nilai Nc, Nq, Nγ dengan nilai yang direduksi menjadi φ', di mana $tg\varphi' = 2/3 tg\varphi$

Pada pembahasan buku ini, jenis keruntuhan yang digunakan adalah *general shear*.

Tabel 3.1 Daftar nilai koefisien daya dukung tanah Terzaghi

Nc	Nq	Nγ	φ	Nc'	Nq'	Nγ'
5,7	1,0	0,0	0°	5,7	1,0	0.0**
7,3	1,6	0,5	5°	6,7	1,4	0,2
9,6	2,7	1,2	10°	8,0	1,9	0,5
12,9	4,4	2,5	15°	9,7	2,7	0,9
17,7	7,4	5,0	20°	11,8	3,9	1,7
25,1	12,7	9,7	25°	14,8	5,6	3,2
37,2	22,5	19,7	30°	19,0	8,3	5,7
57,8	41,4	42,4	35°	25,2	12,6	10,1
95,7	81,3	100,4	40°	34,9	20,5	18,8

Keterangan:

Untuk nilai φ di antara nilai-nilai tersebut dapat diinterpolasi:

** : lempung murni jenuh air

Bab 4 PONDASI

4.1 JENIS-JENIS PONDASI

Jenis-jenis pondasi dibedakan:

1. Berdasarkan bahan yang dipakai
   a. Pondasi batu bata
   b. Pondasi batu kali/karang
   c. Pondasi beton
2. Berdasarkan bentuk dan kedalaman
   a. Pondasi dalam
   b. Pondasi dangkal
3. Berdasarkan beban yang dipikul
   a. Pondasi : menanggung beban vertikal
   b. Turap : menanggung beban horizontal

4.2 DASAR-DASAR PEMILIHAN JENIS PONDASI

Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Ini karena tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis pondasi tiang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak tepat walaupun secara teknis cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya.

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah:

1. Keadaan tanah yang akan dipasangi pondasi

   a. Bila tanah keras terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi tapak) dan pondasi strauss.

   b. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 10 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang minipile atau pondasi tiang apung untuk memperbaiki tanah pondasi.

   c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang pancang atau pondasi bor bilamana tidak boleh terjadi penurunan. Bila terdapat batu besar pada lapisan tanah, pemakaian kaison lebih menguntungkan.

   d. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 30 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah pondasi kaison terbuka tiang baja atau tiang yang dicor di tempat.

   e. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 40 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang dipakai adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya *(upper structure)*

   Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung pondasi), dan seberapa besar penurunan yang diijinkan terjadi pada pondasi.

3. Faktor Lingkungan.

   Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan di mana suatu konstruksi tersebut dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang, tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pemancangan pondasi pasti akan menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar.

4. Waktu pekerjaan

   Waktu pelaksanaan pengerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pondasi tiang pancang yang membutuhkan banyak alat berat mungkin harus dipertimbangkan kembali apabila dilaksanakan pada jalan raya dalam kota yang sangat padat, karena akan menimbulkan kemacetan yang luar biasa.

5. Biaya

   Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung oleh pondasi tetap berdiri dengan aman. Analisis jenis pondasi yang tepat dan sesuai dengan kondisi tanah juga bisa menekan biaya konstruksi. Misal konstruksi struktur pada lokasi di mana kondisi tanah bagus dan cukup kuat bila menggunakan pondasi telapak saja tidak perlu direncanakan menggunakan pondasi tiang. Atau penggunaan pondasi tiang pancang jenis *precast* yang membutuhkan biaya yang tinggi dalam bidang pelaksanaan dan transportasi bisa diganti dengan pondasi tiang yang dicor di tempat dengan spesifikasi pondasi yang sama untuk menekan biaya.

Bab 5 PONDASI DANGKAL

5.1 PONDASI BATU KALI

Pondasi batu kali biasanya hanya dipakai untuk konstruksi yang tidak berat, seperti pagar, rumah tinggal sederhana yang tidak bertingkat. Pondasi batu kali biasanya ditempatkan menerus untuk pondasi dinding. Seluruh beban atap/beban bangunan umumnya dipikul oleh kolom dan dinding, diteruskan ke tanah melalui pondasi menerus sepanjang dinding bangunan.

Pondasi batu kali hanya mempertimbangkan berat beban yang bekerja tanpa mempertimbangkan beban momen yang terjadi, yang oleh karena itu kurang tepat apabila dipakai pada konstruksi bangunan yang berat/bertingkat tinggi.

Dasar perhitungan pondasi batu kali:

$$\bar{\sigma} = \frac{G1+G2+G3+G4+G5}{A} \quad \text{syarat yang harus dipenuhi } \sigma \leq \bar{\sigma}$$

di mana:

σ= Tekanan yang terjadi

$\bar{\sigma}$ = Daya dukung tanah

G1 = Berat konstruksi di atas

G2 = Berat sloof

G3 = Berat tanah urug

G4 = Berat dinding

G5 = Berat pondasi

A = Luas penampang pondasi bawah

Bila diketahui beban-beban dari struktur atas dan daya dukung tanah, maka dimensi pondasi batu kali dapat ditentukan.

Contoh perhitungan 5.1:

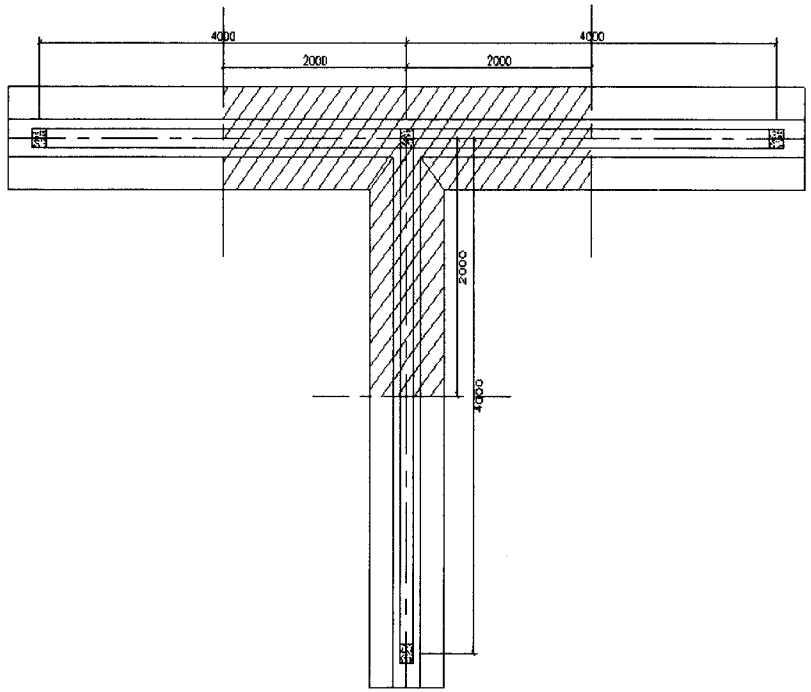
Berat suatu konstruksi struktur atas pada suatu titik kolom adalah 10 ton. Kolom tersebut terletak di antara 3 kolom lain sedemikian rupa sehingga jarak antara ke masing-masing kolom tersebut adalah 4 meter. Balok sloof berdimensi 150x300 mm^2 menahan beban dinding setinggi 3 m.

Diketahui:

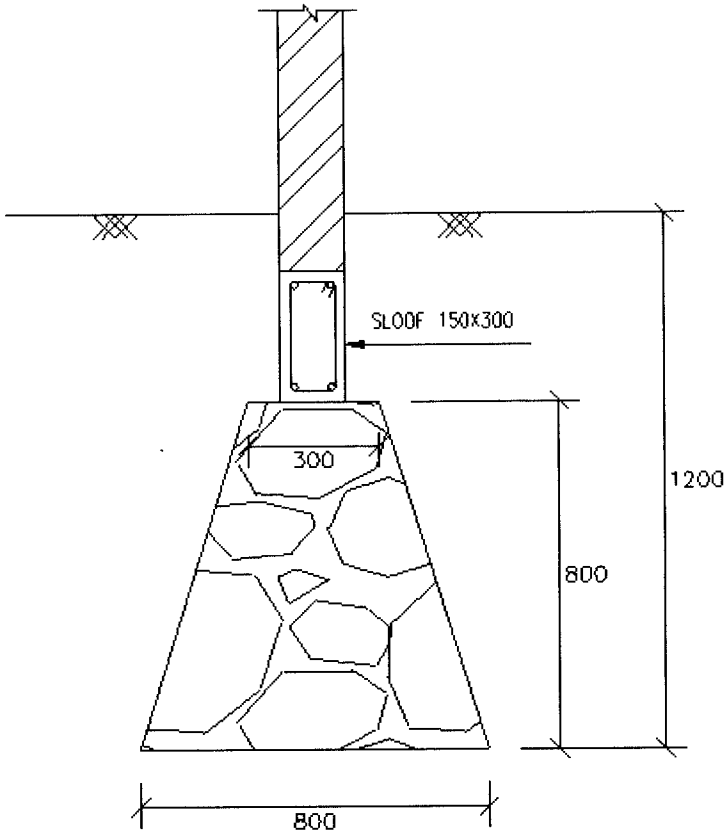
1. Berat jenis tanah = 1,7 t/m^3.
2. Berat jenis batu kali = 2.200 kg/m^3
3. Berat dinding ½ bata = 250 kg/m^2
4. Daya dukung tanah adalah 0,8kg/cm^2.

Level bawah pondasi terletak 1,2 m dari tanah asli.

Cek dimensi pondasi batu kali apabila menggunakan pondasi dengan lebar bawah 80 cm, lebar atas 30cm dan tinggi 80 cm.



Gambar 5.1 Denah pondasi batu kali



Gambar 5.2 Dimensi pondasi batu kali

Jawab:

G1 = 10 ton = 10.000 kg (beban konstruksi atas)

G2 = 3 x 2m x 0,15m x 0,30m x 2.400 kg/m^3 = 648 kg (berat sloof)

G3 = 3 x 2m x 1,2m x 1m x 1.7t/m^3 = 12.240 kg (berat tanah)

G4 = 3 x 2m x 3m x 250 kg/m^2 = 4.500 kg (berat dinding)

G5 = ½ x (0,8m + 0,3m) x 0,8m x 3 x 2m x 2.200 kg/m^3 = 5.808 kg (berat pondasi)

Tegangan yang terjadi:

$$\bar{\sigma} = \frac{G1+G2+G3+G4+G5}{A}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{10.000+648+12.240+4.500+5.808}{0,8x3x2m}$$

$= 6.916$ kg/m^2

$= 0,7$ kg/cm^2 < σ ijin tanah = 0,8 kg/cm^2 (OK)

5.2 PONDASI TAPAK DARI BETON BERTULANG

Pondasi tapak beton bertulang digunakan pada bangunan bertingkat yang jumlah tingkatnya tidak terlalu banyak. Daya dukung tanah juga tidak terlalu jelek.

Langkah-langkah perhitungan pondasi telapak dari beton bertulang:

1. Menentukan ukuran pondasi
2. Kontrol geser
3. Menentukan pembesian
4. Menentukan besar penurunan

Persyaratan yang harus dipenuhi:

SNI-03-2847-2002 pasal 9.7

Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

SNI-03-2847-2002 pasal 17.7

Ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi telapak di atas tanah.

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12

Kuat geser pondasi telapak di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balok satu arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.
2. Aksi dua arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum.

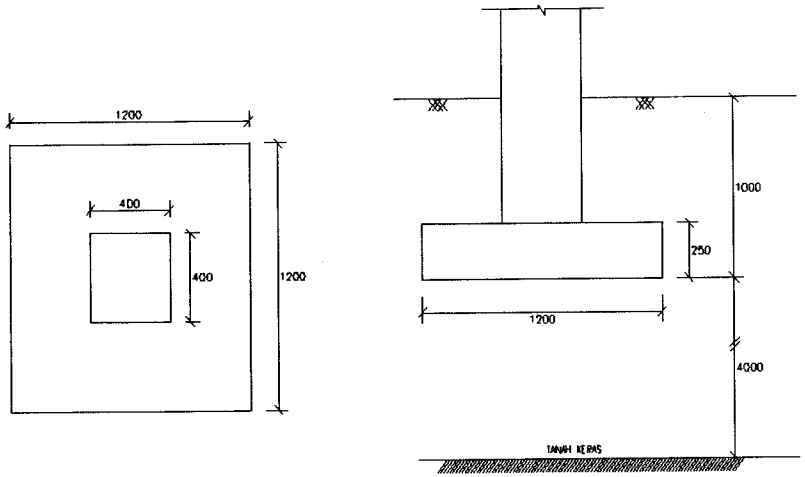
Contoh perhitungan 5.2:

Diketahui beban konstruksi struktur atas pada suatu titik kolom dalam adalah P = 6 ton (beban tidak terfaktor) dan Pu = 10 ton (beban terfaktor).

Kolom berukuran 40 cm x 40 cm. Level bawah pondasi terletak 1 m dari tanah asli.

Gunakan	mutu beton K-225	(fc'=18,30 MPa)
	mutu besi φ > 12 U-40	(fy=400 N/mm^2)
	mutu besi φ < 12 U-24	(fy=240 N/mm^2)

Tanah lempung jenuh homogen dengan μ = 0.5. Tanah keras berada pada kedalaman 5 m.



Gambar 5.3 Dimensi pondasi telapak

Data-data tanah sebagai berikut:

φ	= 5°	(sudut geser tanah)
γ'	= 1,46 t/m3	(berat jenis tanah jenuh)
	= 0,00146 kg/cm^3	
c	= 0,312 kg/cm^2	(kohesi tanah)
Eu	= 3.900 t/m^2	(modulus elastisitas tanah)
pc'	= 80 kN/m^2	(tekanan pra konsolidasi)
mv	= 0,00003 m^2/kN	(koefesien kemampatan)

maka berat tanah /m yang ada di atas bidang dasar pondasi (q) adalah

$q = Df \times \gamma'$

$= 100 \times 0{,}00146$

$= 0{,}146$ kg/cm^2

Df adalah kedalaman pondasi.

Rencanakan pondasi bila dimensi pondasi yang dipakai 1,2m x 1,2m dengan tebal 25cm. Hitung juga penurunan total yang terjadi.

Jawab:

Dengan menggunakan rumus Terzaghi dapat diketahui daya dukung tanah bila kita merencanakan pondasi tapak dengan ukuran 1,2m x 1,2m.

Lihat Tabel 3.1.

φ	= 5°	(sudut geser tanah)
Nc	= 7,3	
Nq	= 1,6	
Nγ	= 0,5	

1. Menentukan ukuran pondasi.

$\sigma ult = 1{,}3 \times c \times Nc + q \times Nq + 0{,}4 \times B \times \gamma' \times N\gamma$

$= 1{,}3 \times 0{,}312 \times 7{,}3 + 0{,}146 \times 1{,}6 + 0{,}4 \times 120 \times 0{,}00146 \times 0{,}5$

$= 3{,}229$ kg/cm^2

$\bar{\sigma} = \sigma_{ult} / SF$ (dipakai safety factor SF = 3)

= 3,229 / 3

= 1,07 kg/cm^2

Cek tegangan tanah yang terjadi.

σ = P / A

= 6.000 kg/ (120 x 120)

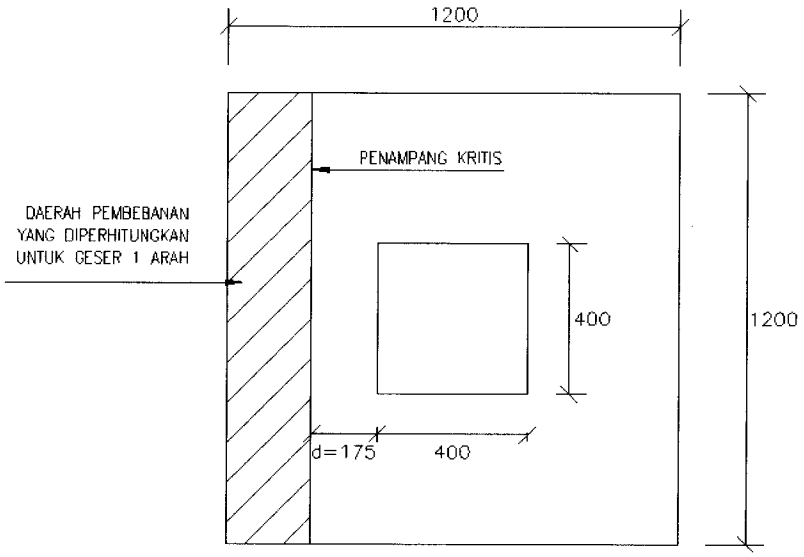
= 0,42 kg/cm2 < $\bar{\sigma}$ = 1,07 kg/cm2 (OK)

2. Kontrol geser

Tebal pondasi direncanakan 25 cm.

Tebal efektif d = 250 - 75 (selimut beton)

= 175 mm



Gambar 5.4 Analisis geser 1 arah

Gaya geser terfaktor yang bekerja pada penampang kritis adalah:

Vu = σ.L.G'

di mana:

Vu = Gaya geser

σ = Tegangan tanah yang terjadi

= 0,42 kg/cm2

L = Panjang pondasi

= 120 cm

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser satu arah

= L- (L/2 + lebar kolom/2 + d)

= 1.200 - (1.200/2 + 400/2 + 175)

= 225 mm

Vu = 0,42 x 120 x 22,5

= 1.134 kg

Kuat geser beton adalah:

$$\phi V_C = \phi \frac{1}{6} \sqrt{fc'} bd$$

di mana:

b = Panjang pondasi

d = Tebal efektif pondasi

= h - selimut beton

h = Tebal pondasi

Vc = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

fc' = Kuat tekan beton yang disyaratkan

Vu = Gaya geser 1 arah yang terjadi

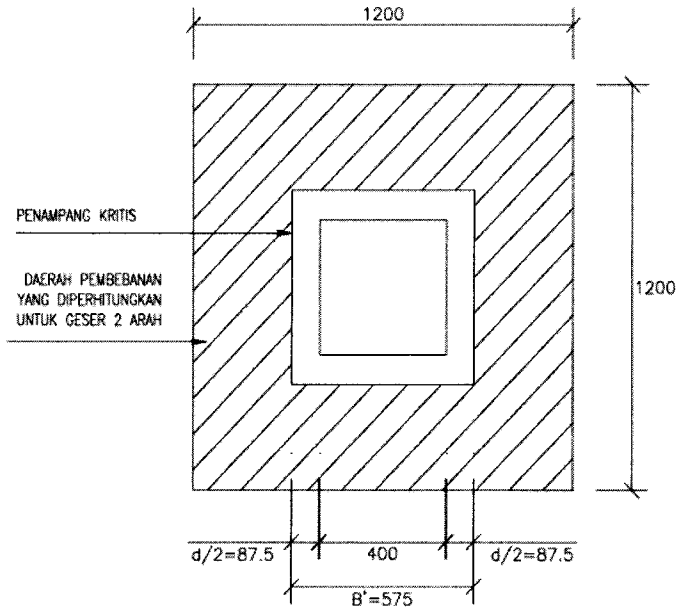
$\phi V_C = 0,75x\frac{1}{6}\sqrt{18,3}x1.200x175$

$= 112.294$ N

$= 11.229,4$ kg

$\phi Vc = 11.229,4$ kg $> Vu = 1.134$ kg (OK)

Kontrol gaya geser 2 arah



Gambar 5.5 Analisis Geser 2 Arah

Lebar penampang kritis (B') adalah:

B' = lebar kolom + 2(1/2)d

= 40 + 2x1/2x17,5

= 57,5 cm

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah :

Vu $= \sigma (L^2-B'^2)$

di mana:

σ = Tegangan tanah yang terjadi

$= 0,42$ kg/cm^2

B' = Lebar penampang kritis pondasi

= 57,5 cm

L = panjang pondasi

= 120 cm

Vu $= 0,42 \times (120^2 - 57,5^2)$

= 4.659 kg

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12.2.1

Besar Vc adalah nilai terkecil dari

1. $V_C = \left(1+\frac{2}{\beta_C}\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{6}$

2. $V_C = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{12}$ $\alpha s = 40$ untuk kolom dalam
   $\alpha s = 30$ untuk kolom tepi
   $\alpha s = 20$ untuk kolom sudut

3. $V_C = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_o d$

$\beta_C = \frac{ak}{bk}$

$b_o = 4B'$

$\phi V_C > V_u$

di mana:

Vu = Gaya geser 2 arah yang terjadi

bk = panjang kolom

ak = lebar kolom

d = tinggi efektif pondasi

h = tebal pondasi

bo = Keliling penampang kritis pondasi telapak

αs = Konstanta untuk perhitungan pondasi telapak

$$\beta_C = \frac{40}{40} = 1$$

$b_o = 4B'$

$= 4 \times 57{,}5$

$= 230$ cm

$= 2.300$ mm

$$V_C = \left(1+\frac{2}{\beta_C}\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{6}$$

$$= \left(1+\frac{2}{1}\right)\frac{\sqrt{18,3}x2.300x175}{6}$$

$= 860.917$ N

$= 86.092$ kg (1)

$$V_C = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{12}$$

$$= \left(\frac{40x175}{2.300}+2\right)\frac{\sqrt{18,3}x2.300x175}{12}$$

$= 723.669$ N

$= 72.366{,}9$ Kg (2)

$$V_C = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_o d$$

$$= \frac{1}{3}\sqrt{18,3}x2.300x175$$

$= 573.945$ N

$= 57.394{,}5$ kg (3)

Jadi Vc yang dipakai adalah 57.394,5 Kg

$\phi V_c = 0{,}75 \times 57.394{,}5$ kg

$= 43.046$ kg

$\varphi Vc = 43.046$ kg > Vu = 4.659 kg (OK)

3. Menentukan Pembesian Pondasi

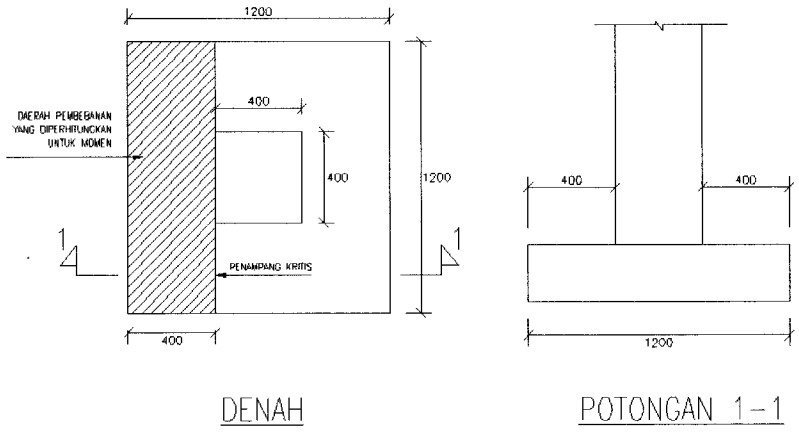
SNI-03-2847-2002 pasal 17.4.2

Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

a. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.

b. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.

c. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.



Gambar 5.6 Penampang Kritis

Tegangan terfaktor yang terjadi:

$$\sigma u = \frac{Pu}{A}$$

$$= \frac{10.000}{120x120}$$

$$= 0{,}694 \text{ kg/cm}^2$$

Menghitung momen terfaktor

Mu = ½ x q x Lb²

Tegangan yang terjadi per meter panjang q:

q = σu x 1m'

= 0,694 kg/cm² x 100cm

= 69,4 kg/cm'

= 6940 kg/m'

Lb = lebar daerah pembebanan

Mu = ½ x 6.940 x (1,2/2 - 0,4/2)²

= 555,2 kgm

$$a = \frac{As.fy}{0{,}85.fc.b}$$

Bila dipakai tulangan dengan d16 dengan jarak 200:

As = 0,25 x 3,14 x 16² x (1.200/200 + 1)

= 1.400 mm²

$$a = \frac{1.400x400}{0{,}85x18{,}3x1.200}$$

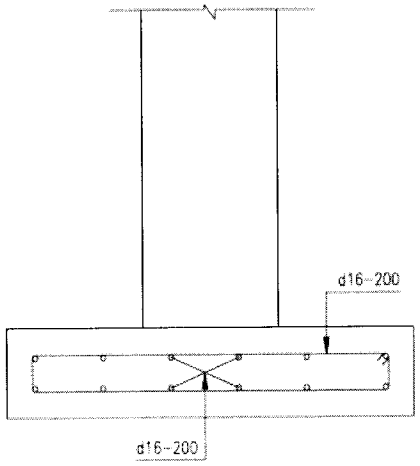
= 30 mm

φMn= φ x As x fy x (d-1/2 a)

= 0,8 x 1.400 x 400 x (175-1/2 x 30)

= 71.680.000 Nmm

= 7.168 kgm > Mu = 555,2 kgm (OK)



Gambar 5.7 Tulangan Pondasi Telapak

4. Menentukan besar penurunan

Pondasi mengalami dua macam penurunan, yaitu penurunan segera (Si) yang terjadi setelah pondasi menerima beban dan penurunan konsolidasi (Sc) yang terjadi akibat keluarnya sebagian kandungan air dari lapisan tanah.

Tanah di bawah pondasi adalah tanah lempung homogen.

Tanah lempung mengalami kedua jenis konsolidasi.

Penurunan segera (Si)

Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), penurunan segera dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_i \mu_o \frac{qB}{E_u}$$

di mana:

Si = penurunan segera

σu = Tegangan terfaktor yang terjadi

= 0,694 kg/cm²

B = lebar pondasi telapak

= 120 cm

Eu = modulus deformasi

= 3.900 ton/m²

H/B = 4/1,2 = 3,33

L/B = 1,2/1,2 = 1

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 5.8)

= 0,62

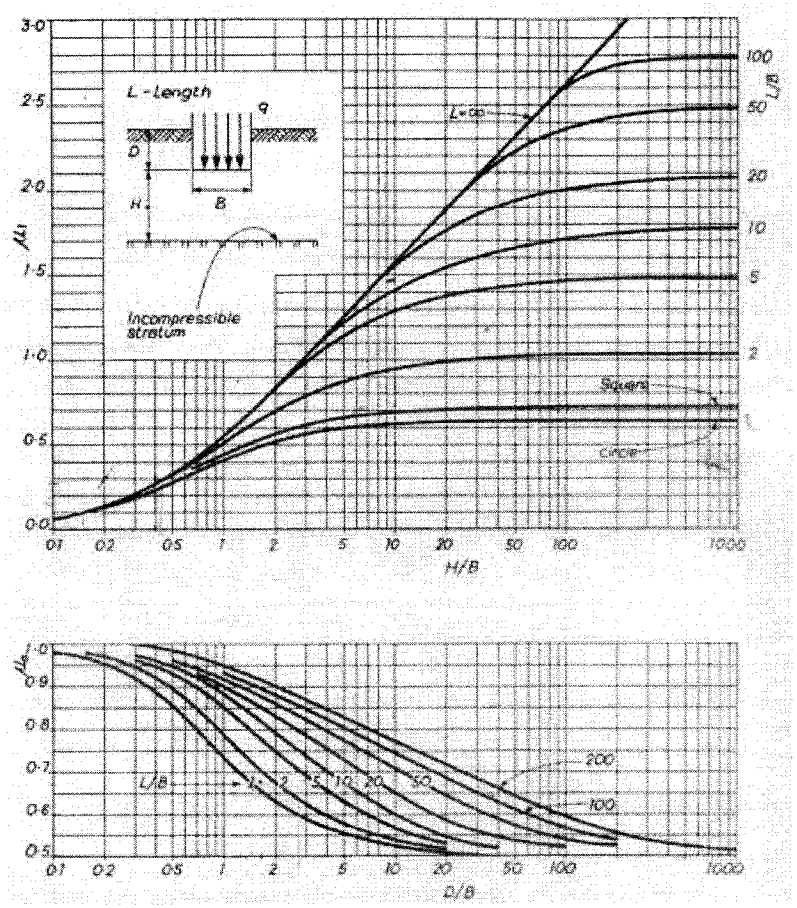
Df/B= 1/1,2 = 0,83

μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df (Gambar 5.8)

= 0,77

$$S_i = 0,62 \times 0,77 \times \frac{0,694 \times 120}{390}$$

= 0,102 cm



Gambar 5.8 Grafik hubungan μi, μo, kedalaman pondasi (Df) dan lebar pondasi (B) (Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli)

Penurunan konsolidasi (Sc)

Penurunan konsolidasi primer dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$S_C = \frac{\Delta e}{1+e_0} H = \frac{e_1 - e_0}{1+e_0} H$$

di mana:

Δ_e = perubahan angka pori akibat pembebanan

e_0 = angka pori awal

e_1 = angka pori saat berakhirnya konsolidasi

H = tebal lapisan tanah yang ditinjau

Untuk lempung terkonsolidasi normal (*normally consolidated*), jika $p_0' = p_c'$

Perubahan angka pori (Δe) akibat konsolidasi dinyatakan oleh:

$$\Delta e = C_C \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'}$$

Untuk lempung terkonsolidasi berlebihan (*over consolidated*), jika $p_c' > p_0'$

Perubahan angka pori (Δe) dipertimbangkan dalam 2 kondisi, yaitu:

1. Jika $p_1' < p_c'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_1'}{p_0'} = C_r \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'}$$

Dengan $p_1' = p_0' + \Delta_p$

2. Jika $p_0' < p_c' < p_1'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_c'}{p_0'} = C_r \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_c'}$$

Dengan p_c' adalah tekanan prakonsolidasi

Perhitungan penurunan konsolidasi

Tekanan *overburden* efektif di tengah lapisan lempung di bawah pondasi:

po' = γ' x (A+B)

= γ' x (1+2)

=1,46 t/m³ x 3

= 4,38 t/m²

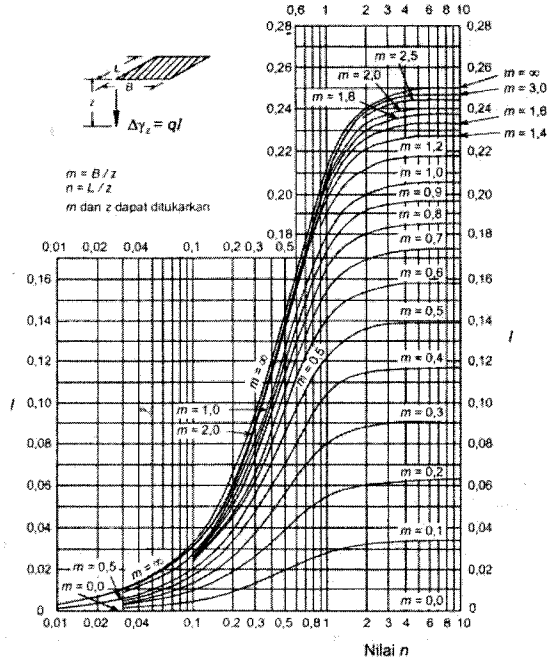
= 44 kN/m²

Luasan pondasi dibagi menjadi 4 bagian sama besar:

B1 = L1 = 1,2/2 = 0,6

m = n = B1/z = L1/z = 0,6/2 = 0,3

Tambahan tekanan akibat beban pondasi di tengah lapisan lempung dihitung berdasarkan Gambar 5.9 diperoleh I = 0,04.



Gambar 5.9 Faktor pengaruh I untuk tegangan vertikal di bawah sudut luasan beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang fleksibel (NAVFAC DM7.1, 1982)

Tambahan tegangan di bawah pusat pondasi:

$\Delta p = \Delta\sigma z = 4Iq$

qn = tekanan pondasi netto

= (Pu/A) - Dfγ'

= (10.000/1,2x1,2) - (1 x 1.460)

= 6.944.44 - 1.460

= 5.484 kg/m^2

4Iqn= 4 x 0,04 x 5.484

= 877,44 kg/m^2

= 8,8 kN/m^2

pc' = 80 kN/m^2 > po' = 44 kN/m^2 (over consolidated)

Penurunan konsolidasi dihitung dari hasil test oedometer. Kurva tekanan - angka pori (*pressure - voids ratio curve*) hasil dari test tersebut digunakan untuk menentukan koefisien pemampatan.

Koefisien pemampatan adalah:

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta p}$$

di mana:

Δe = perubahan angka pori

e0 = angka pori pada tekanan awal

Δp = tambahan tekanan akibat beban

Penurunan konsolidasi dari hasil tes oedometer:

$$S_{oed} = \sum_{i=1}^{i=n} m_{vi}\Delta p_i \Delta H_i$$

$S_{oed} = 0,03x10^{-3} x8,8x4 = 0,0011$ m

Pada contoh ini jenis lapisan tanah adalah lempung homogen sehingga didapatkan nilai mv dan Δp sama di setiap lapisan tanah.

Settlement oedometer perlu dikoreksi dengan faktor geologi μg untuk memperoleh harga consolidation settlement lapangan.

Harga *consolidation settlement* menjadi:

$$S_c = \mu_g . S_{oed}$$

di mana:

S_c = penurunan konsolidasi

μ_g = faktor geologi (dari Tabel 5.1)

Tipe tanah *over consolidated*, $\mu g = 0,7$

$S_C = 0,7x0,0011$

= 0,00077 m

= 0,077 cm

Tabel 5.1 Faktor geologi μg (MJ. Thomlinson,1977)

Tipe tanah liat	Harga μg
Sangat sensitif (endapan lunak)	1,0 - 1,2
Konsolidasi normal	0,7 - 1,0
Konsolidasi berlebihan	0,5 - 0,7
Heavily over consolidated	0,2 - 0,5

Total penurunan yang terjadi:

S = Si + Sc

= 0,102 + 0,077

= 0,179 cm

Bab 6 PONDASI TIANG

Pondasi tiang termasuk jenis pondasi dalam. Terdapat beberapa macam jenis pondasi tiang, antara lain tiang pancang dan tiang bor. Bagian ini akan membahas tinjauan yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi tiang sebagai pondasi bangunan.

Berikut ini adalah langkah-langkah yang harus dilakukan:

1. Tentukan daya dukung vertikal tiang

   Daya dukung vertikal tiang adalah beban ijin yang dapat ditanggung oleh 1 buah tiang yang ditancapkan pada suatu lokasi, dan pada kedalaman tertentu.

2. Tentukan jumlah kebutuhan tiang

   Setelah mengetahui daya dukung ijin tiang, dari beban struktur atas (beban tak terfaktor: DL+ LL) dapat dihitung kebutuhan tiang pada satu titik kolom.

3. Cek efesiensi dalam kelompok tiang

   Daya dukung sebuah tiang yang berada pada suatu kelompok tiang akan berkurang. Hal ini disebabkan tanah di sekitar tiang terdesak oleh tiang lain. Agar daya dukung tersebut tidak berkurang, setidak-tidaknya dibutuhkan jarak 3x diameter antar tiang satu dengan lainnya. Hal ini tentu saja akan

mengakibatkan pemborosan tempat. Agar optimal, biasanya diatur dengan jarak antara 2,5-3 x diameter tiang.

4. Tentukan gaya tarik atau gaya tekan yang bekerja pada tiang

   Akibat momen yang besar dari struktur atas, tiang dapat juga mengalami gaya tarik ke atas. Untuk itu perlu dilakukan analisis gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tiang dalam suatu kelompok tiang, jangan sampai melebihi daya dukung yang diijinkan.

5. Tentukan daya dukung horisontal tiang

   Akibat pengaruh gempa, tiang dapat mengalami gaya horizontal sehingga perlu ditinjau agar tiang masih dapat melawan gaya-gaya tersebut.

6. Cek defleksi yang terjadi akibat gaya horizontal dengan syarat maksimum defleksi yang diijinkan.

7. Tentukan *settlement* atau penurunan (bila ada)

   Untuk tiang pancang yang ditancapkan pada tanah keras, diasumsikan tidak akan terjadi penurunan. Tapi bila tanah keras masih jauh di bawah maka tiang mengandalkan gaya geser pada dinding tiang. Jadi kemungkinan akan terjadi penurunan. Penjelasan mengenai *settlement* bisa dilihat pada Bab VIII.

6.1 DAYA DUKUNG IJIN TIANG

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri.

6.1.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

1. Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2}$$

di mana:

P_a = daya dukung ijin tekan tiang
q_c = tahanan ujung konus sondir
A_p = luas penampang tiang
T_f = total friksi/jumlah hambatan pelekat
A_{st} = keliling penampang tiang
FK1, FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

2. Berdasarkan data N SPT (Meyerhof)

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{st}}{FK2}$$

di mana:

P_a = daya dukung ijin tekan tiang
q_c = 20 N, untuk silt/clay
= 40 N, untuk sand
N = Nilai N SPT
A_p = luas penampang tiang
A_{st} = keliling penampang tiang
l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau
f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang
= N maksimum 12 ton/m^2, untuk silt/clay
= N/5 maksimum 10 ton/m^2, untuk sand
FK1, FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5

3. Berdasarkan kekuatan material

Pa = σ'b x Ap

di mana:

Pa = daya dukung ijin tekan tiang

σ'b = tegangan tekan ijin bahan tiang

Ap = luas penampang tiang

Contoh perhitungan 6.1:

Hitung daya dukung ijin tekan pondasi tiang berdasar data sondir dan data SPT dari hasil *soil test* (Gambar 6.1 sampai Gambar 6.3) dan mutu material. Direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang mutu K-500 ukuran 30x30 cm^2.

Jawab:

1. Berdasarkan data sondir

Daya dukung ijin tekan berdasarkan data sondir pada kedalaman 1,00 m di bawah permukaan tanah:

q_c = 35 kg/cm2

T_f = 40 kg/cm

A_p = 30x 30 = 900 cm2

A_{st} = 4 x 30 = 120 cm

FK1 = 3, FK2 = 5

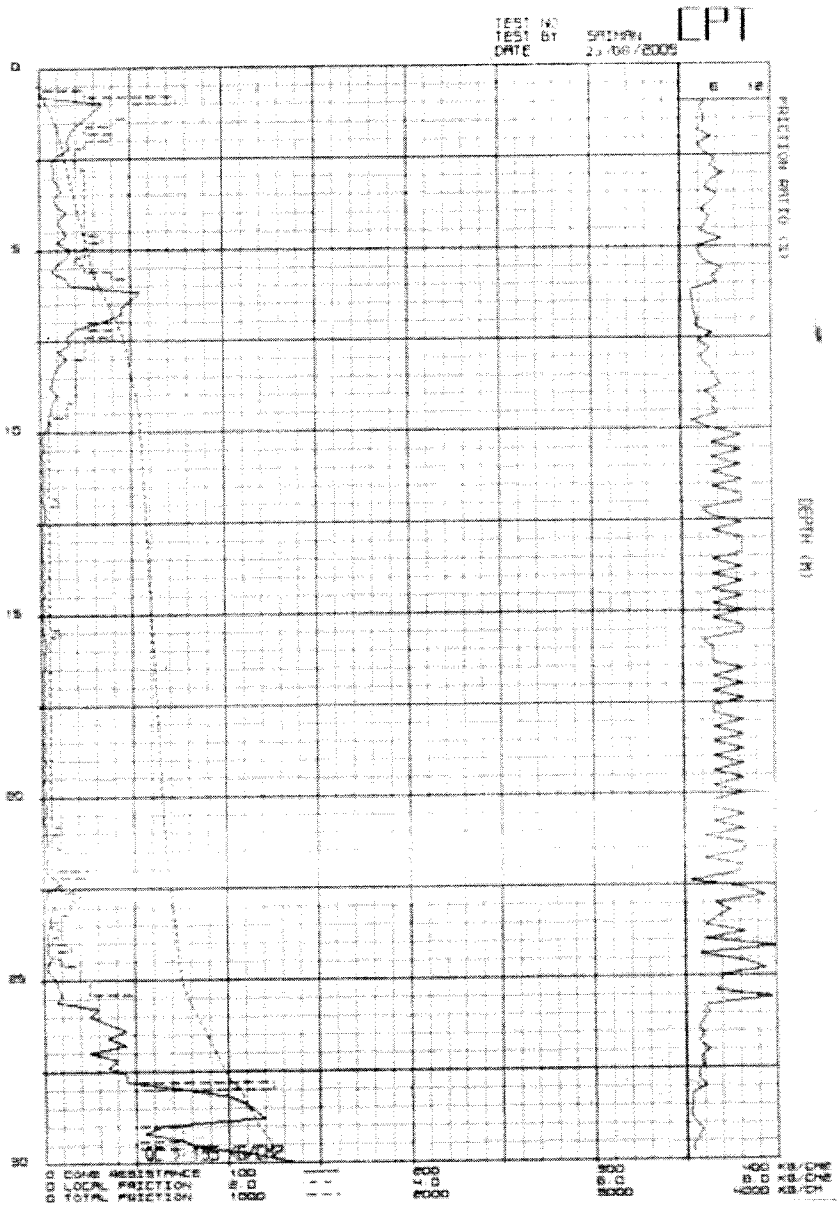
$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2}$$

$$P_a = \frac{35 \times 900}{3} + \frac{40 \times 120}{5} = 11{,}46 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tekan tiang berdasar sondir pada masing-masing kedalaman bisa dilihat pada tabel di bawah:

Tabel 6.1 Daya dukung tekan tiang berdasarkan data sondir

Depth (m)	q_c (kg/cm2)	T_f (kg/cm)	A_p (cm2)	A_{st} (cm)	Pall (ton)
1	35	40	900	120	11,46
2	15	122	900	120	7,43
3	7	166	900	120	6,08
4	15	216	900	120	9,68
5	17	270	900	120	11,58
6	17	334	900	120	13,12
7	35	434	900	120	20,92
8	15	490	900	120	16,26
9	10	530	900	120	15,72
10	2	554	900	120	13,90
11	1	564	900	120	13,84
12	2	576	900	120	14,42
13	1	586	900	120	14,36
14	2	596	900	120	14,90
15	1	606	900	120	14,84
16	2	618	900	120	15,43
17	1	628	900	120	15,37
18	1	638	900	120	15,61
19	2	648	900	120	16,15
20	1	658	900	120	16,09
21	2	670	900	120	16,68
22	1	682	900	120	16,67
23	6	712	900	120	18,89
24	3	730	900	120	18,42
25	7	758	900	120	20,29
26	25	838	900	120	27,61
27	25	938	900	120	30,01
28	75	1.066	900	120	48,08
29	65	1.068	900	120	45,13
30	135	1.278	900	120	71,17



Gambar 6.1 Data hasil sondir

2. Berdasarkan data N SPT (Meyerhof)

Daya dukung ijin tekan berdasarkan data SPT pada kedalaman 2.00 m di bawah permukaan tanah:

A_p = 0,09 m²

l_i = 2 m

f_i = 2 t/m² (Clay)

A_{st} = 1,2 cm

N = 2

q_c = 20 x 2 = 40 t/m²

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{st}}{FK2}$$

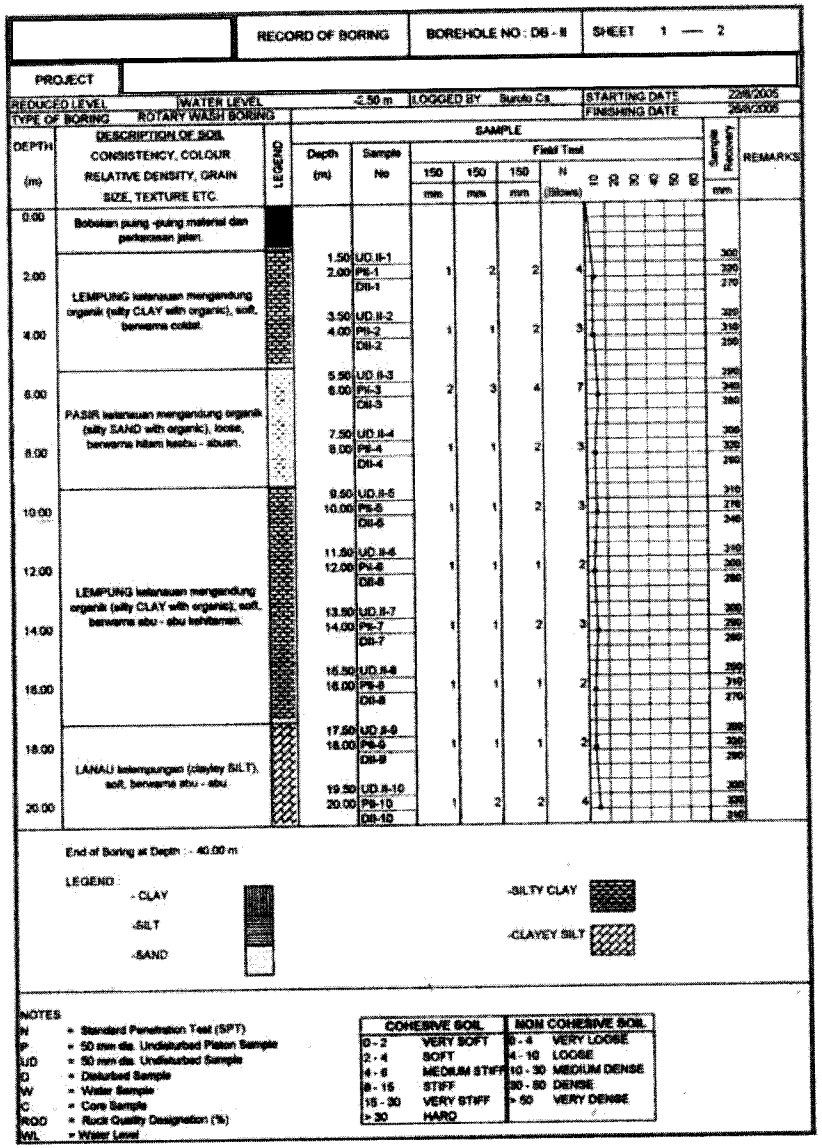
$$P_a = \frac{40 \times 0,09}{3} + \frac{2x2 \times 1,2}{5}$$

Pa = 2,16 ton

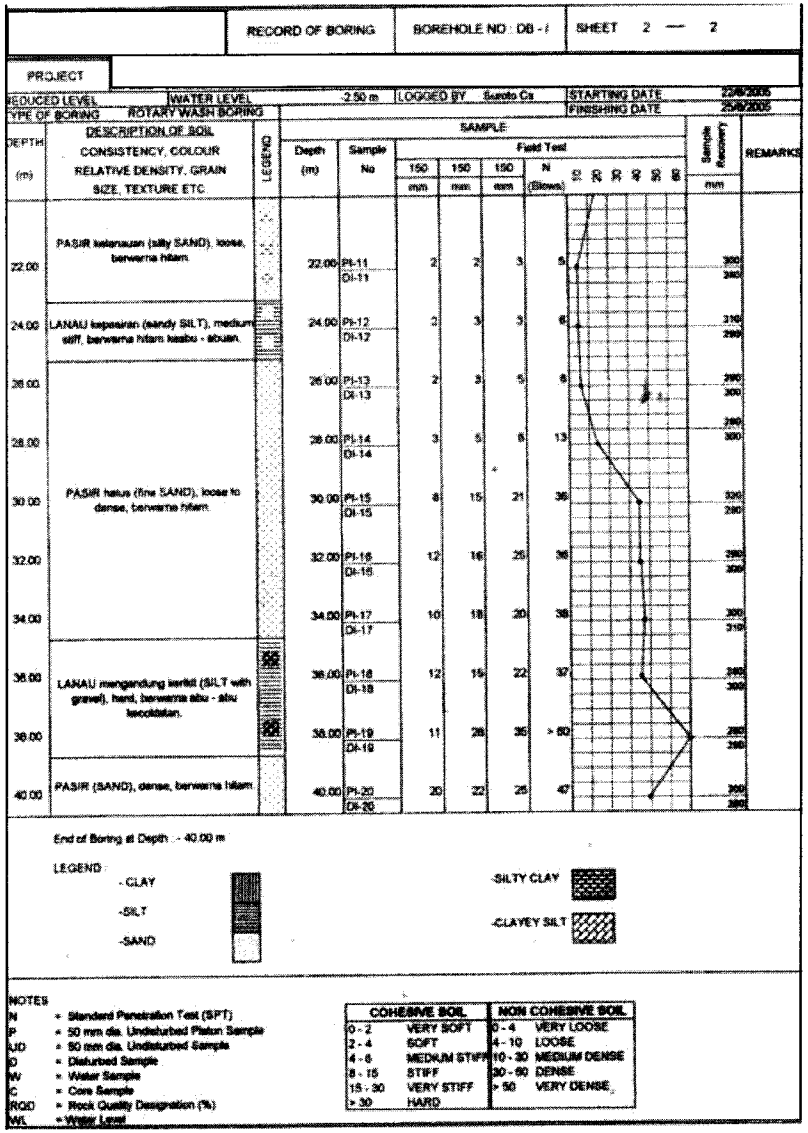
Perhitungan daya dukung tekan tiang berdasar data SPT pada masing-masing kedalaman bisa dilihat pada Tabel 6.2.

Tabel 6.2 Daya dukung tekan tiang berdasarkan data SPT

Depth (m)	l_i (m)	Jenis tanah C/S	N SPT	q_c (t/m2)	A_p (m2)	A_{st} (m)	f_i (t/m2)	$l_i f_i$ (t/m)	$\Sigma l_i f_i$ (t/m)	Pall (ton)
2	2	C	2	40	0,09	1,2	2	4	4	2,16
4	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	10	4,20
6	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	16	5,64
8	2	C	4	80	0,09	1,2	4	8	24	8,16
10	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	30	9,00
12	2	C	2	40	0,09	1,2	2	4	34	9,36
14	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	40	11,40
16	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	46	12,84
18	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	52	14,28
20	2	S	12	480	0,09	1,2	2,4	4,8	56,8	28,03
22	2	S	5	200	0,09	1,2	1	2	58,8	20,11
24	2	C	6	120	0,09	1,2	6	12	70,8	20,59
26	2	S	8	320	0,09	1,2	1,6	3,2	74	27,36
28	2	S	13	520	0,09	1,2	2,6	5,2	79,2	34,61
30	2	S	36	1.440	0,09	1,2	7,2	14,4	93,6	65,66



Gambar 6.2 Data hasil boring (1)



Gambar 6.3 Data hasil boring (2)

3. Berdasarkan mutu material

Mutu beton yang dipakai adalah K-500

$\sigma'bk = 500 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'b = 0{,}2 \times 500$

$= 100 \text{ kg/cm}^2$

$Ap = 900 \text{ cm}^2$

$Pa = \sigma'b \times Ap$

$= 100 \times 900$

$= 90 \text{ ton}$

Perhitungan daya dukung ijin tekan pada tanah keras (kedalaman 30 m) dari ketiga metode tersebut dapat dilihat pada Tabel 6.3.

Tabel 6.3 Hasil perhitungan daya dukung ijin tekan tiang

Metode	Daya dukung ijin tekan (ton)
Sondir	71
SPT	66
Mutu bahan	90

Daya dukung ijin tekan tiang yang dipakai adalah 66 ton.

6.1.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

1. Data sondir (Guy Sangrelat, Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0{,}70}{FK2} + W_p$$

di mana:

P_{ta} = daya dukung ijin tarik tiang

W_p = berat pondasi

2. Data N SPT (Mayerhof)

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i f_i \times A_{st}) \times 0{,}70}{FK2} + W_p$$

Contoh perhitungan 6.2:

Dari hasil soil test yang sama dengan contoh perhitungan 6.1, hitung daya dukung ijin tarik berdasarkan data sondir dan SPT.

Jawab:

1. Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat, Mayerhof)

Daya dukung ijin tarik berdasarkan data sondir pada kedalaman 1,00 m di bawah permukaan tanah:

$Tf = 40 \text{ kg/cm}$

$Ap = 30x\ 30 = 900 \text{ cm}^2$

$Ast = 4 \times 30 = 120 \text{ cm}$

$FK2 = 5$

$Wp = 2.400 \text{ kg/m3} \times 0{,}3 \times 0{,}3 \times 1$

$= 216 \text{ kg}$

$$P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0{,}70}{FK2} + W_p$$

$$P_{ta} = \frac{(40 \times 120) \times 0{,}70}{5} + 216 = 0{,}89 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tarik tiang berdasar data sondir pada masing-masing kedalaman bisa dilihat pada Tabel 6.4.

Tabel 6.4 Daya dukung tarik tiang berdasarkan data sondir

Depth (m)	Ap (cm2)	Tf (kg/cm)	Ast (cm)	Wp (kg)	Pall (ton)
1	900	40	120	216	0,89
2	900	122	120	432	2,48
3	900	166	120	648	3,44
4	900	216	120	864	4,49
5	900	270	120	1.080	5,62
6	900	334	120	1.296	6,91
7	900	434	120	1.512	8,80
8	900	490	120	1.728	9,96
9	900	530	120	1.944	10,85
10	900	554	120	2.160	11,47
11	900	564	120	2.376	11,85
12	900	576	120	2.592	12,27
13	900	586	120	2.808	12,65
14	900	596	120	3.024	13,04
15	900	606	120	3.240	13,42
16	900	618	120	3.456	13,84
17	900	628	120	3.672	14,22
18	900	638	120	3.888	14,61
19	900	648	120	4.104	14,99
20	900	658	120	4.320	15,37
21	900	670	120	4.536	15,79
22	900	682	120	4.752	16,21
23	900	712	120	4.968	16,93
24	900	730	120	5.184	17,45
25	900	758	120	5.400	18,13
26	900	838	120	5.616	19,69
27	900	938	120	5.832	21,59
28	900	1.066	120	6.048	23,96
29	900	1.068	120	6.264	24,21
30	900	1.278	120	6.480	27,95

2. Data N SPT (Mayerhof)

Daya dukung ijin tarik berdasarkan data SPT pada kedalaman 2.00 m di bawah permukaan tanah:

l_i = 2 m

f_i = 2 t/m^2 (Clay)

A_{st} = 1,2 cm

N = 2

q_d = 20 x 2 = 40 t/m^2

W_p = 2.400 kg/m3 x 0,3 x 0,3 x 2

= 0,43 ton

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i f_i \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p$$

$$P_{ta} = \frac{(2x2 \times 1,2) \times 0,70}{5} + 0,43$$

P_{ta} = 1,10 ton

Perhitungan daya dukung tarik tiang berdasar data SPT pada masing-masing kedalaman bisa dilihat pada Tabel 6.5

Tabel 6.5 Daya dukung tarik tiang berdasarkan data SPT

H (m)	li	Desc C/S	N	qc (ton/m2)	Ap (m2)	Ast (m)	fi (t/m2)	lifi (t/m)	Σlifi (t/m)	Wp (ton)	Pall (ton)
2	2	C	2	40	0,09	1,2	2	4	4	0,4	1,10
4	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	10	0,9	2,54
6	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	16	1,3	3,98
8	2	C	4	80	0,09	1,2	4	8	24	1,7	5,76
10	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	30	2,2	7,20
12	2	C	2	40	0,09	1,2	2	4	34	2,6	8,30
14	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	40	3,0	9,74

16	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	46	3,5	11,18
18	2	C	3	60	0,09	1,2	3	6	52	3,9	12,62
20	2	S	12	480	0,09	1,2	2,4	4,8	56,8	4,3	13,86
22	2	S	5	200	0,09	1,2	1	2	58,8	4,8	14,63
24	2	C	6	120	0,09	1,2	6	12	70,8	5,2	17,08
26	2	S	8	320	0,09	1,2	1,6	3,2	74	5,6	18,05
28	2	S	13	520	0,09	1,2	2,6	5,2	79,2	6,0	19,35
30	2	S	36	1.440	0,09	1,2	7,2	14,4	93,6	6,5	22,20

Perhitungan daya dukung ijin tarik pada tanah keras (kedalaman 30 m) dari kedua metode tersebut dapat dilihat pada Tabel 6.6.

Tabel 6.6 Hasil perhitungan daya dukung ijin tarik tiang

Metode	Daya dukung ijin tarik (ton)
Sondir	28
SPT	22

Daya dukung ijin tarik tiang yang dipakai adalah 22 ton.

6.2 JUMLAH TIANG YANG DIPERLUKAN

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor).

Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang.

$$np = \frac{P}{Pall}$$

di mana:

np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

Pall = daya dukung ijin tiang

Contoh perhitungan 6.3:

Diketahui beban aksial P dari kombinasi DL+LL = 156,54 ton.

Hitung jumlah tiang yang diperlukan apabila daya dukung ijin tiang 66 ton.

Jawab:

np = P / daya dukung ijin tekan tiang

= 156,54 / 66

= 2,37 tiang

Dipakai 3 tiang.

6.3 EFISIENSI KELOMPOK TIANG

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan seperti yang baru dijelaskan pada Bab 6.2 masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari *Uniform Building Code* AASHTO adalah:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

di mana:

Eg = efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang dalam 1 baris

Daya dukung vertikal kelompok tiang = Eg x jumlah pile x daya dukung ijin tiang.

Daya dukung kelompok tiang harus > gaya aksial yang terjadi.

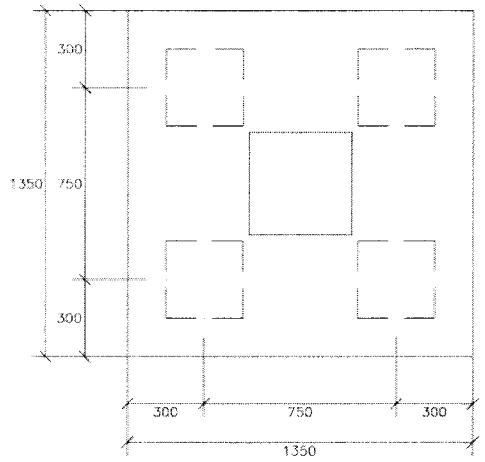
Contoh perhitungan 6.4:

Hitung daya dukung vertikal kelompok tiang dengan data sebagai berikut:

Jumlah tiang	= 4 buah
Ukuran tiang	= 30 x 30 cm
Gaya aksial P	= 156,54 ton
Pall tiang	= 66 ton

Jawab:

Jarak antar tiang s adalah 2,5D = 2,5 x 30 = 75 cm pada arah vertikal maupun arah horizontal seperti ditunjukkan pada Gambar 6.4.



Gambar 6.4 Dimensi pile cap dan jarak tiang

Faktor reduksi kelompok tiang (efisiensi pile group)

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

$$q = arctg \frac{D}{s}$$

m = 2

n = 2

D = 30 cm

s = 75 cm

θ = arc tan (30/75)

= 21,80°

$$Eg = 1 - 21,80 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90x2x2}$$

Eg = 0,76

Daya dukung vertikal kelompok tiang adalah:

= Eg x jumlah pile x daya dukung tiang

= 0,76 x 4 x 66

= 200,64 ton > Pu = 156,54 ton (OK)

6.4 BEBAN MAKSIMUM TIANG PADA KELOMPOK TIANG

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke pile cap dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi.

$$Pmaks = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times Xmax}{ny\sum X^2} \pm \frac{Mx \times Ymax}{nx\sum Y^2}$$

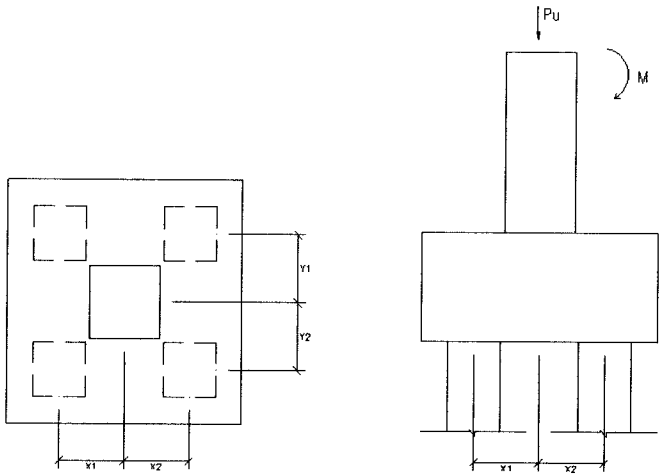
di mana:

P maks	= beban maksimum tiang
Pu	= gaya aksial yang terjadi (terfaktor)
My	= momen yang bekerja tegak lurus sumbu y
Mx	= momen yang bekerja tegak lurus sumbu x
Xmax	= jarak tiang arah sumbu x terjauh
Ymax	= jarak tiang arah sumbu y terjauh
ΣX^2	= jumlah kuadrat X
ΣY^2	= jumlah kuadrat Y
nx	= banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x
ny	= banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y
np	= jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile mendapatkan gaya tekan.

Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka pile mendapatkan gaya tarik.

Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada.



Gambar 6.5 Beban yang bekerja pada pile cap

Contoh perhitungan 6.5:

Hitung beban maksimum yang bekerja pada tiang pada kelompok tiang seperti pada Gambar 6.6 dengan data sebagai berikut:

Pu = 165 ton

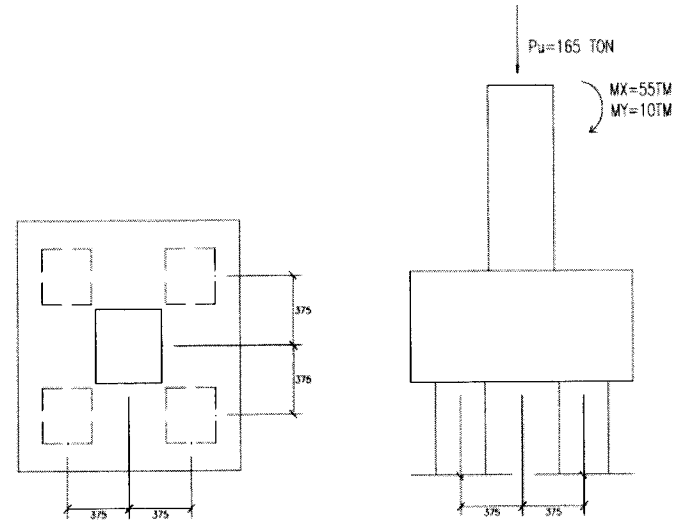
np = 4 buah

My = 10 tonm

Mx = 55 tonm

Daya dukung ijin tekan tiang 66 ton

Daya dukung ijin tarik tiang 22 ton



Gambar 6.6 Jarak tiang pada kelompok tiang

Jawab:

X max = 0,375 m

Ymax = 0,375 m

ΣX^2 = 2x2x0,375^2 = 0,5625 m^2

ΣY^2 = 2x2x0,375^2 = 0,5625 m^2

$$Pmaks = \frac{Pu}{np} \pm \frac{My \times Xmax}{ny\sum X^2} \pm \frac{Mx \times Ymax}{nx\sum Y^2}$$

$$Pmaks = \frac{165}{4} + \frac{10 \times 0,375}{2x0,5625} + \frac{55 \times 0,375}{2x0,5625}$$

= 63 ton < Daya dukung ijin tekan tiang = 66 ton (OK)

6.5 DAYA DUKUNG HORIZONTAL

Dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (pile cap). Karena itu, tiang dibedakan menjadi 2, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada pile cap paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).

Pada tanah kohesif dan ujung terjepit

Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal:

$$H_u = 9\, c_u\, D(L_p - 3D/2)$$

$$M_{max} = H_u(Lp/2 + 3D/2)$$

Untuk tiang sedang

$$M_y = (9/4)c_u Dg^2 - 9c_u Df(3D/2 + f/2)$$

Hu dihitung dengan mengambil Lp=3D/2 + f +g

di mana:

cu = undrained strenght

D = diameter tiang

Lp = panjang tiang yang tertanam

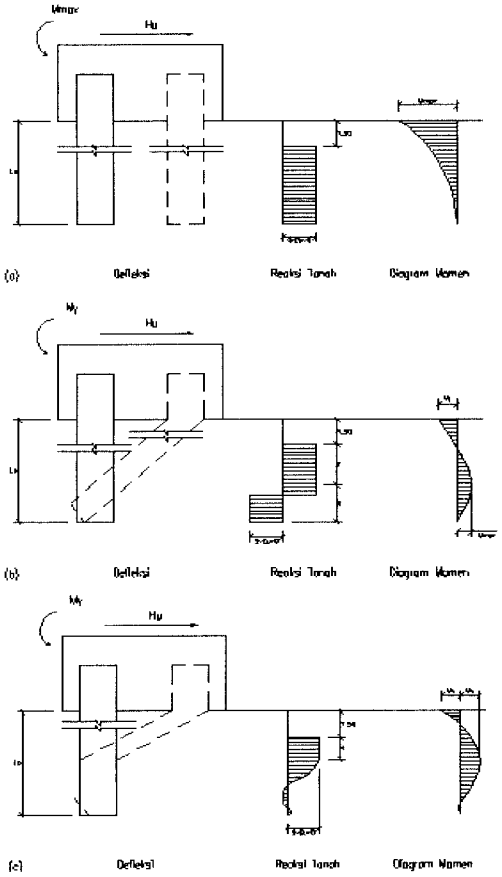
Cek apakah momen maksimum pada kedalaman (f+3D/2) lebih kecil dari My.

Jika M max > My maka tiang termasuk tiang panjang.

Untuk tiang panjang (M max > My)

Hu dinyatakan oleh persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{3D/2 + f/2}$$



Gambar 6.7 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif (Broms, 1964a) (a) Tiang Pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang Panjang

Contoh perhitungan 6.6:

Hitung gaya horizontal ijin Hu pada pondasi tiang dengan beban horizontal Fx sebesar 33 ton dan My = 10 tonm. Ukuran kelompok tiang pada pondasi tersebut bisa dilihat pada Gambar 6.6.

Diketahui tanah dasar berupa lempung homogen dengan data sebagai berikut:

kh = 16 MN/m^3

cu = 45 kN/m^2 (undrained strength)

Diameter tiang D = 30 cm, panjang Lp = 30m , ujung terjepit pada pile cap.

Tiang pancang mutu beton K-500 (fc' = 42,33Mpa)

Ep = 4.700$\sqrt{fc'}$ = 30.579 Mpa

Jawab:

Perhitungan daya dukung horizontal tiap tiang berdasarkan metode Broms

$$H_u = 9c_u D(Lp - 3D/2)$$

$$H_u = 9x45x0,3(30 - 3x0,3/2)$$

$$= 3.590 \text{ kN}$$

Pada Hu tersebut momen yang terjadi pada tiang adalah:

$$M_{max} = H_u(Lp/2 + 3D/2)$$

$$M_{max} = 3.590(30/2 + 3x0,3/2)$$

$$= 55.470,52 \text{ kNm}$$

$$= 5.547,052 \text{ tonm} > My = 10 \text{ tonm}$$

Karena M max > My, maka tiang termasuk tiang panjang.

$$f = H_u / (9c_u D)$$

$$f = H_u / (9x45x0,3) = 0,008 \text{ Hu}$$

$$H_u = \frac{2M_y}{3D/2 + f/2}$$

$$H_u = \frac{2x100}{3x0,3/2 + 0,008H_u/2}$$

$$H_u = \frac{200}{0,45 + 0,004H_u}$$

$200 = 0,45Hu + 0,004Hu^2$

Diperoleh Hu = 175 kN = 17,5 ton

Gaya horizontal yang terjadi = Fx / 4 = 33/4 = 8,25 ton < Hu = 17,5 ton (OK)

6.6 KONTROL DEFLEKSI TIANG VERTIKAL

Metode Broms (1964) dianggap metode yang lebih teliti dalam hal menghitung defleksi tiang.

Untuk tiang dalam tanah kohesif, defleksi tiang dikaitkan dengan faktor tak berdimensi βL, dengan:

$$\beta = \left(\frac{k_h D}{4E_p I_p} \right)^{1/4}$$

Defleksi ujung tiang di permukaan tanah (yo) dinyatakan oleh persamaan-persamaan yang tergantung pada tipe jepitan tiang:

1. Tiang ujung bebas sebagai tiang pendek (bila ßLp<1,5)

$$y_o = \frac{4H(1+1,5e/Lp)}{k_h DLp}$$

2. Tiang ujung jepit sebagai tiang pendek (bila ßLp<0,5)

$$y_o = \frac{H}{k_h DLp}$$

3. Tiang ujung bebas sebagai tiang panjang (bila ßLp>2,5)

$$y_o = \frac{2H\beta(e\beta + 1)}{k_h D}$$

4. Tiang ujung jepit sebagai tiang panjang (bila ßLp>1,5)

$$y_o = \frac{H\beta}{k_h D}$$

Mc Nulty (1956) menyarankan perpindahan lateral ijin pada bangunan gedung adalah 6 mm, sedang untuk bangunan-bangunan lain sejenis menara transmisi 12 mm atau sedikit lebih besar.

Contoh perhitungan 6.7:

Hitung defleksi yang terjadi akibat gaya lateral 8,25 ton.

Data tiang diameter 30 cm, panjang = 30m

kh = 16 MN/m^3

Ep = 30.579 Mpa

Tiang dianggap mempunyai ujung jepit.

Jawab:

Tiang berbentuk lingkaran

Ip = 1/4πR^4

= 1/4 x 3,14 x (0,3/2)^4

= 4x10-4 m^4

kh = 16 MN/m^3

= 16 x 103 kN/m^3

D = 0,30 m

Ep = 30.579 Mpa

= 30.579 x 10^6 kN/m^2

= 3,06 x 10^7 kN/m^2

$$\beta = \left(\frac{k_h D}{4E_p I_p}\right)^{1/4}$$

$$\beta = \left(\frac{1,6x10^4 x0,3}{4x3,06x10^7 x4x10^{-4}}\right)^{1/4}$$

= 0,56

ßLp = 0,56 x 30

= 16,79 > 1,5 (tiang termasuk tiang panjang)

$$y_o = \frac{H\beta}{k_h D}$$

Gaya lateral 8,25 ton = 82,5 kN

$$y_o = \frac{82,5x0,56}{1,6x10^4 x0,3}$$

= 0,0096 m

= 9,6 mm > 6 mm (NOT OK!)

(Melebihi perpindahan lateral ijin bagunan gedung yang disarankan Mc Nulty).

6.7 KERUNTUHAN KELOMPOK TIANG (BLOCK FAILURE)

Untuk kelompok tiang yang seluruhnya tertanam pada tanah lempung lunak harus ditinjau mekanisme keruntuhan kelompok tiang. Keruntuhan kelompok tiang terjadi bila tiang pancang/bor dipasang pada jarak yang berdekatan. Saat tiang turun akibat beban struktur di atasnya, tanah di antara tiang tersebut ikut bergerak turun sehingga antara tiang dan tanah di antara tiang-tiang tersebut merupakan suatu kesatuan. Bila tanah yang mendukung kelompok tiang tersebut runtuh, dikatakan model keruntuhannya adalah keruntuhan blok.

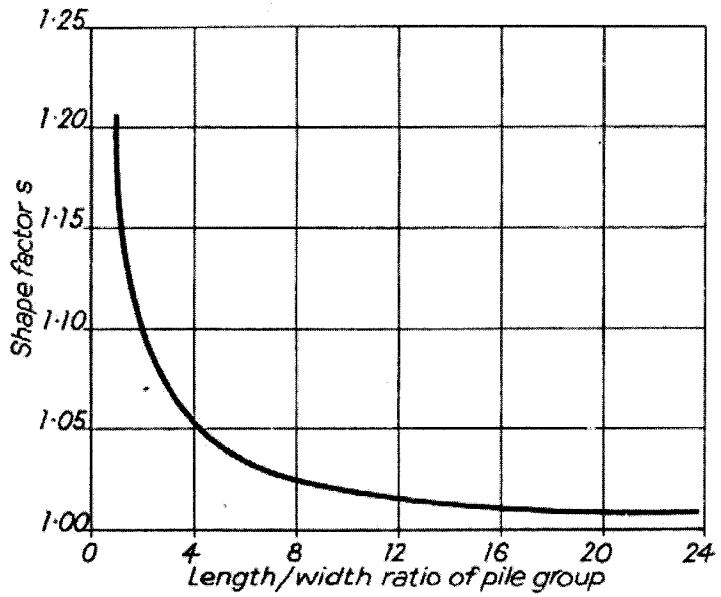
Dalam perencanaan, kasus seperti ini harus dihitung untuk membandingkan nilai daya dukung yang dihasilkan kelompok tiang dan nilai daya dukung tiang tunggal. Hasil yang digunakan adalah nilai daya dukung yang terkecil.

Untuk menghitung nilai daya dukung kelompok tiang tersebut digunakan persamaan Terzaghi dan Peck (1948):

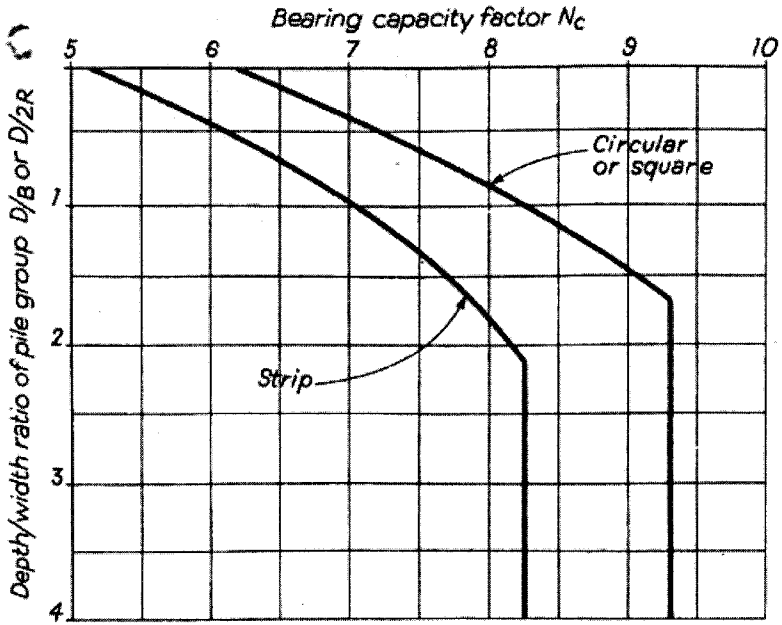
$$Q = (2Lp(B+L)c_u + 1.3c_bS'N_cBL) \times 1/SF$$

di mana:

- Q = kapasitas dukung kelompok tiang
- Lp = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah
- B = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang
- L = panjang kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang
- c_u = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang
- c_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang
- S' = faktor bentuk (Gambar 6.8)
- N_c = faktor kapasitas dukung (Gambar 6.9)
- SF = faktor keamanan



Gambar 6.8 Faktor bentuk S' untuk kelompok tiang (Meyerhof - Skempton)



Gambar 6.9 Faktor kapasitas dukung Nc (Meyerhof)

Contoh perhitungan 6.8:

Kelompok pondasi tiang terdiri dari tiang pancang berukuran 300x300mm membentuk formasi 5x5 buah dengan jarak pusat antar tiang 750 mm. Tiang pancang berada dalam tanah lempung lunak homogen dengan c_u=23 kN/m^2, dan kedalaman pancang mencapai 15m. Tentukan kapasitas dukung kelompok tiang bila tiang tunggal diasumsikan mempunyai daya dukung Pall=125 kN. Gunakan faktor keamanan SF = 3.

Jawab:

Data-data yang diperoleh:

Lp = 15 m

B = 0,75x4

= 3,0 m

L = 0,75x4

= 3,0 m

cu = 23 kN/m2

cb = 23 kN/m2 (homogen)

L/B = 1

S' = 1,15 (Gambar 6.8)

Lp/B = 15/3

= 5

Nc = 9,35 (Gambar 6.9)

m = 5

n = 5

Untuk kelompok tiang

$Q = (2Lp(B+L)cu + 1.3cbS'NcBL) \times 1/SF$

$= (2 \times 15 \times (3,0 + 3,0) \times 23 + 1,3 \times 23 \times 1,15 \times 9,35 \times 3,0 \times 3,0) \times 1/3$

$= (4.140 + 2.893) \times 1/3$

$= 7.033/3$

$= 2.344$ kN

Untuk tiang tunggal

$$\theta = \text{arctg}\frac{30}{75} = 21,8^{o} \quad Eg = 1 - \theta\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}$$

$$= 1 - 21,8\frac{(5-1)5+(5-1)5}{90x5x5}$$

$$= 0,61$$

maka Q = Eg x m x n x Pall

= 0,61 x 5 x 5 x 125

= 1.906 kN

Untuk kapasitas dukung kelompok tiang, gunakan yang terkecil, yaitu Q = 1.906 kN.

6.8 GESEKAN NEGATIF

Gesekan negatif terjadi bila tiang pondasi bertumpu pada tanah keras, sedangkan tanah di atasnya adalah tanah lunak. Akibat beban struktur di atasnya, seharusnya tanah di ujung dan di sepanjang dinding tiang pondasi akan diam sehingga akan menimbulkan gaya perlawanan, yaitu gaya tahan ujung dan gaya gesekan.

Tapi pada kasus tiang pondasi berada pada tanah lunak, sedang pada ujung merupakan tanah keras, kondisi ini bisa saja tidak terjadi. Sebagian atau seluruh tanah di sepanjang dinding pondasi akan ikut bergerak ke bawah. Hal ini akan menjadi tambahan beban pada ujung tiang pondasi. Peristiwa inilah yang disebut gesekan negatif.

Di bawah ini adalah hal-hal yang harus diwaspadai. Bila ada salah satu kondisi terpenuhi, maka gaya gesekan negatif perlu dihitung.

1. Penurunan total permukaan tanah lebih dari 100 mm.
2. Penurunan permukaan tanah setelah tiang-tiang dipancang melebihi 10 mm.
3. Tinggi timbunan di atas permukaan tanah lebih dari 10 m.
4. Tebal lapisan lunak yang berkonsolidasi lebih dari 10 m.
5. Muka air tanah mengalami penurunan lebih dari 4 m.
6. Panjang tiang lebih dari 25 m.

Tiang tunggal

Gaya gesek negatif pada tiang tunggal menurut Johanessen & Bjerrum (1965):

Qneg = As x ca

ca = po x Kdtanδ

di mana:

Qneg = gaya gesek negatif tiang tunggal

As = luas selimut dinding tiang

ca = gaya gesek negatif persatuan luas tiang tunggal

po = tekanan overburden efektif tanah rata-rata atau tegangan efektif sebelum penerapan beban, di tengah-tengah lapisan

Kdtanδ = tergantung pada tekanan tanah lateral pada tiang (Tabel 6.7)

Tabel 6.7 Nilai Kdtanδ yang disarankan oleh Broms (1976)

Macam tanah	$K_d$tanδ
1. Urugan batu	0,40
2. Pasir dan kerikil	0,35
3. Lanau atau lempung terkonsolidasi normal berplastisitas rendah sampai sedang (PI<50%)	0,30
4. Lempung terkonsolidasi normal berplastisitas tinggi	0,20

Kelompok tiang

Gaya gesek negatif yang bekerja pada tiang tunggal dari suatu kelompok tiang:

$$Qneg = \frac{1}{np}\left(2Dn(L+B)\bar{c}_u + \gamma LBDn\right)$$

di mana:

Qneg = gaya gesek negatif pada masing-masing tiang dalam kelompok tiang

np = jumlah tiang dalam kelompoknya

Dn = kedalaman tiang sampai titik netral (m)

L = panjang area kelompok tiang

B = lebar area kelompok tiang

$\bar{c}_u$ = kohesi tak terdrainase rata-rata pada lapisan sedalam Dn

γ = berat volume tanah sedalam Dn

Jika Pu adalah beban yang bekerja pada masing-masing tiang pancang yang dipancang menembus lapisan timbunan baru di atas tanah lempung lunak yang terletak pada lapisan tanah pasir, bagian ujung bawah tiang akan memikul beban terfaktor (Qt) sebesar:

Qt = Pu + Qneg

Contoh perhitungan 6.9:

Hitung gaya gesek negatif pada pondasi tiang dengan panjang 15 m, diameter 30 cm yang dipancang pada pasir urugan sampai pada tanah lempung sangat kaku. Tiang mendapatkan beban dari atas sebesar 200 kN. Kondisi tanah sebagai berikut:

Kedalaman 0-3,5 m = Pasir urug, γ = 1,8 t/m^2

3,5 - 13,5 m = Lempung lunak jenuh

IP 35%, γ' = 0,35 t/m^3

13,5 - 15,0 m = Lempung sangat kaku

Cu = 165 kN/m^2

Hitung beban total yang bekerja pada tiang.

Jawab:

Tekanan overburden po

Pada lapisan pasir (0-3.5m) = H1γ1

= 3,5 x 1,8 x 9,81

= 61,8 kN/m2

Pada lapisan lempung lunak jenuh = H1γ1 + H2γ2

= 61,8 + 10x0,35x9,81

= 96,13 kN/m^2

Nilai Kdtanδ dari Tabel 6.7:

Lapisan pasir urug = 0,35

Lapisan lempung lunak jenuh = 0,30

Gaya gesek negatif

Pada pasir urug = ½ x61,8x0,35xπx0,3x3,5

= 35,66 kN

Pada lempung lunak jenuh = ½ x (61,8 + 96,13) x0,3xπx0,3x10

= 223,16 kN

Qneg = 35,66 + 223,16

= 258,82 kN

Beban total yang bekerja pada tiang = 200 + 258,82

= 458,82 kN

Bab 7 PENURUNAN TIANG

Penurunan tiang dibedakan menjadi dua macam, yaitu penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang. Besar penurunan dipengaruhi oleh karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya.

7.1 PENURUNAN TIANG TUNGGAL

Metode Poulus dan Davis (1980)

1. Untuk tiang apung (*floating pile*)

$$S = \frac{P_u I}{E_s d}$$

$$I = I_o R_k R_h R_m$$

di mana:

S = penurunan kepala tiang

Pu = beban terfaktor yang bekerja pada tiang

Io = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (incompressible) dalam massa semi tak terhingga (Gambar 7.1)

R_k = faktor koreksi kemudahmampatan (kompresibilitas) tiang untuk μ=0.5 (Gambar 7.2)

R_h = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 7.3)

R_μ = faktor koreksi angka poisson μ (Gambar 7.4)

H = kedalaman total lapisan tanah

2. Untuk tiang dukung ujung

$$S = \frac{P_u I}{E_s d}$$

$$I = I_o R_k R_b R_m$$

di mana:

S = penurunan kepala tiang

P_u = beban ulitimit yang bekerja pada tiang

I_o = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (incompressible) dalam massa semi tak terhingga (Gambar 7.1)

R_k = faktor koreksi kemudahmampatan (kompresibilitas) tiang untuk μ=0.5 (Gambar 7.2)

R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 7.5)

R_μ = faktor koreksi angka poisson μ (Gambar 7.4)

H = kedalaman total lapisan tanah

Pada Gambar 7.2, 7.3, 7.5, K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif antara tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan:

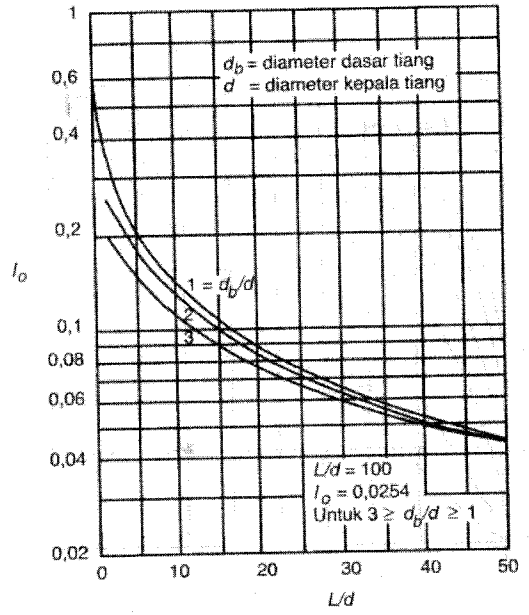
$$K = \frac{E_p}{E_s}$$

di mana:

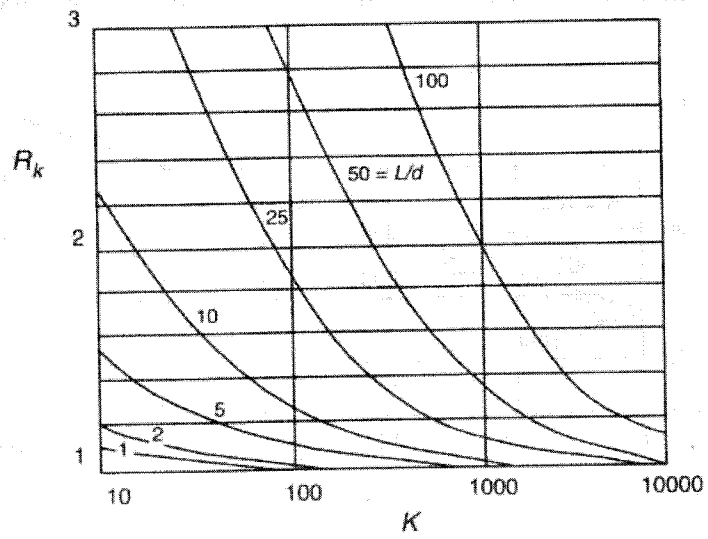
K = faktor kekakuan tiang

E_p = modulus elastisitas bahan tiang

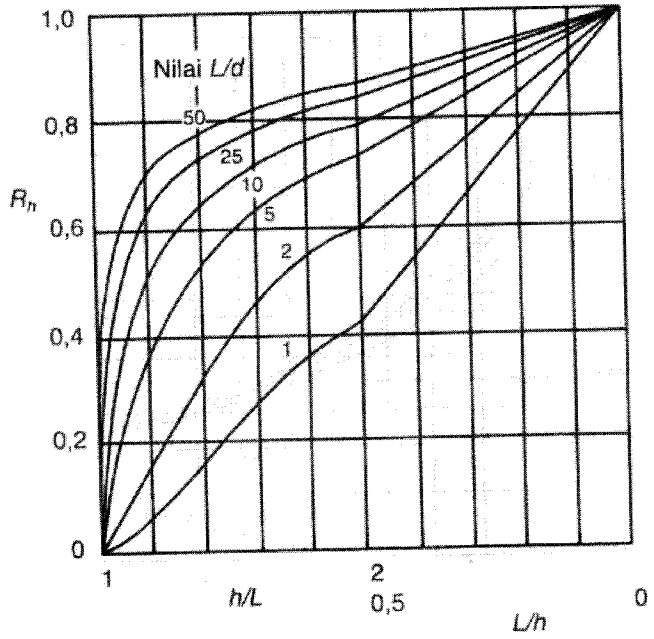
E_s = modulus elastisitas tanah



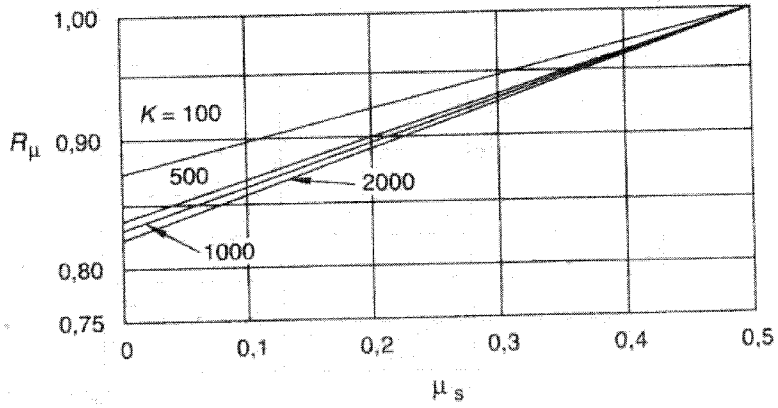
Gambar 7.1 Faktor penurunan Io (Poulus dan Davis, 1980)



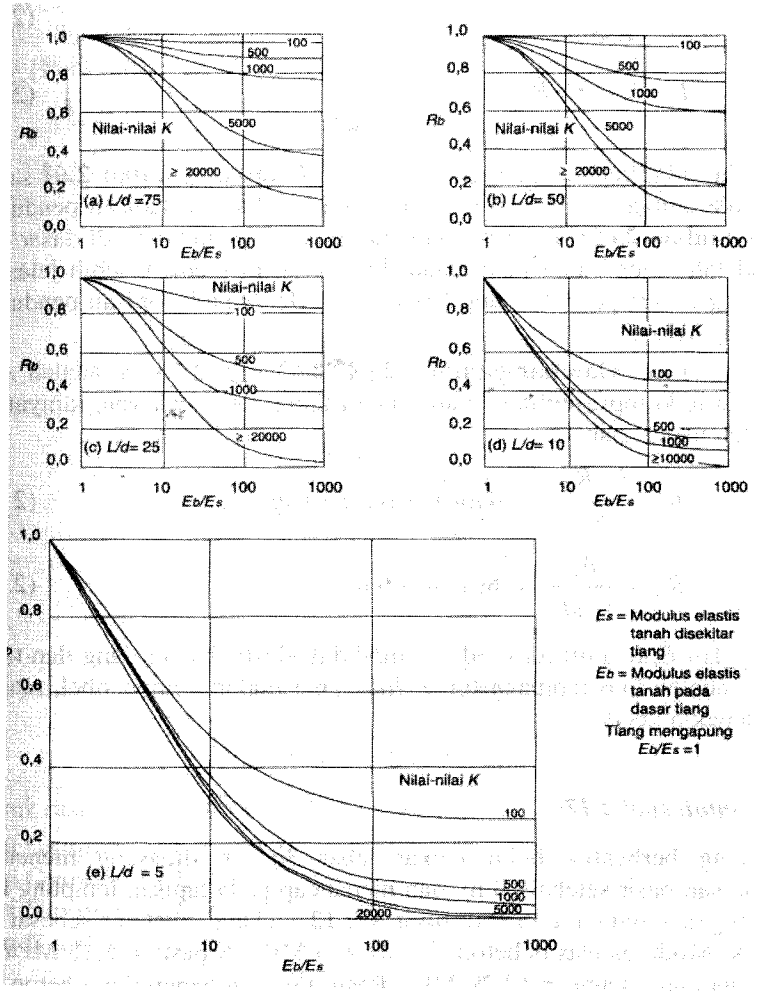
Gambar 7.2 Koreksi kompresi, Rk (Poulus dan Davis, 1980)



Gambar 7.3 Koreksi kedalaman, Rh (Poulus dan Davis, 1980)



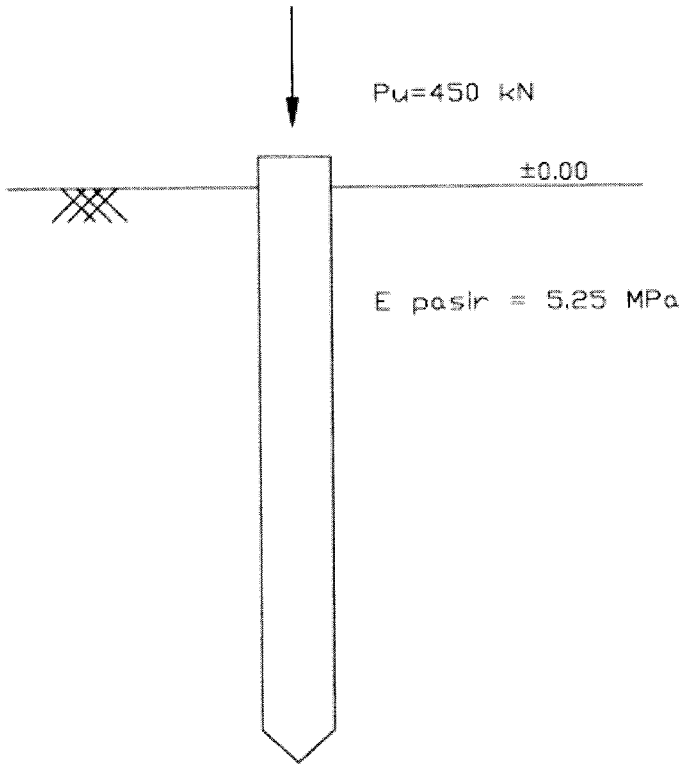
Gambar 7.4 Koreksi angka Poisson, Rμ (Poulus dan Davis, 1980)



Rb (Poulus dan Davis, 1980)

Contoh perhitungan 7.1:

Hitung penurunan tiang tunggal bujur sangkar berukuran 30x30 cm pada tanah pasir setebal 25 m. Beban terfaktor yang bekerja pada tiang Pu = 45 ton = 450 kN. Mutu beton pondasi tiang pancang K300, modulus elastisitas pasir = 5,25 Mpa. Rasio poisson bahan pondasi tiang pancang μ=0,3.



Gambar 7.6 Tiang berada pada tanah pasir

Jawab:

Mutu beton tiang pancang K-300, fc' = 300 x 0,83/0,098 = 24,4 Mpa

Tiang berada pada tanah pasir, tiang dianggap terapung dalam pasir.

Ep = $4.700\sqrt{fc'}$

= $4.700\sqrt{24,4}$

= 23.217 Mpa

$$K = \frac{E_p}{E_s} = \frac{23.217}{5,25} = 4.422$$

L/d = 25/0,3 = 83,33

db/d = 0,3/0,3 = 1

h/L = 25/25 = 1

Rasio poisson bahan tiang pancang μ = 0,3

Dari Gambar 7.1, I_o = 0,045

Dari Gambar 7.2, R_k = 1,3

Dari Gambar 7.3, R_h = 0,9

Dari Gambar 7.4, R_μ = 0,92

$I = I_o R_k R_h R_m$

$I = 0,045x1,3x0,9x0,92$

= 0,048

$$S = \frac{P_u I}{E_s d}$$

$$S = \frac{450x0,048}{5.250x0,3} = 0,014 \text{ m} = 14 \text{ mm}$$

7.2 PENURUNAN KELOMPOK TIANG

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) Si dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) Sc.

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c$$

di mana:

S = penurunan total

S_i = *immediate settlement*

S_c = *consolidation settlement*

1. Penurunan segera (*immediate settlement*)

Penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_i \mu_o \frac{qB}{E_u}$$

di mana:

S_i = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi (Pu/A)

B = lebar kelompok tiang

E_u = modulus deformasi pada kondisi undrained

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 5.7)

μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df (Gambar 5.7)

Harga modulus deformasi E_u diperoleh dari kurva tegangan regangan (*stress strain curve*) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekan pada tanah kondisi *undrained*. Biasanya lebih dapat diandalkan untuk mendapatkan harga E_u dari *plate bearing test* di dalam lubang bor atau *trial pits*. Cara lain untuk mendapatkan nilai E_u adalah menggunakan hubungan antara Eu dengan kekuatan geser *undrained* (*undrained shear strength*) Cu dari tanah liat.

$$E_u = 400Cu$$

2. Penurunan konsolidasi (consolidation settlement)

Penurunan konsolidasi dihitung dari hasil test oedometer. Kurva tekanan - angka pori (*pressure - voids ratio curve*) hasil dari test tersebut digunakan untuk menentukan koefisien pemampatan.

Koefisien pemampatan adalah: $m_v = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta p}$

di mana:

Δe = perubahan angka pori

e0 = angka pori pada tekanan awal

Δp = tambahan tekanan akibat beban

Setelah dihitung harga m_v yang mewakili setiap lapisan tanah yang dibebani kelompok tiang, maka *settlement oedometer* (Soed) di tengah zone kena beban dapat dihitung dengan persamaan:

$$S_{oed} = \mu_d \cdot \sigma_z \cdot s_z \cdot H$$

di mana:

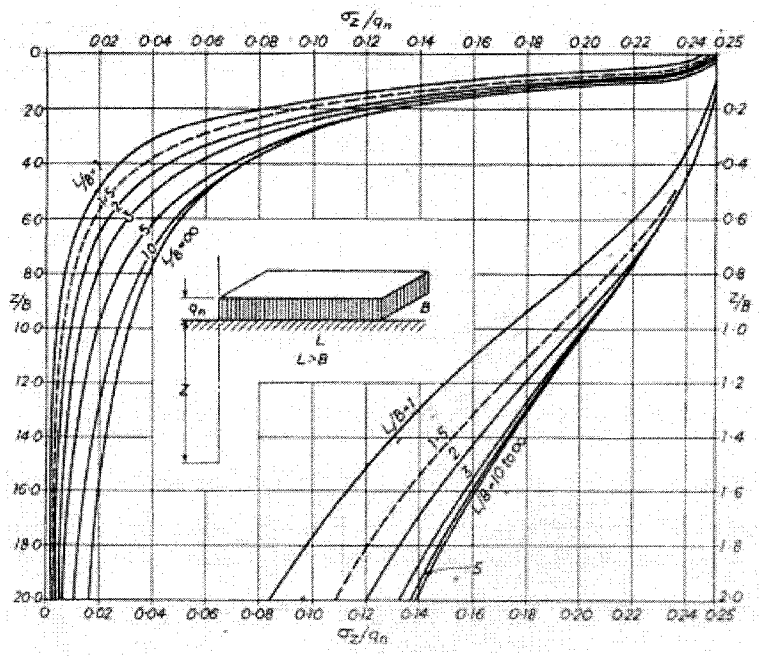
S_{oed} = settlement oedometer

μ_d = faktor kedalaman (dari Gambar 7.8)

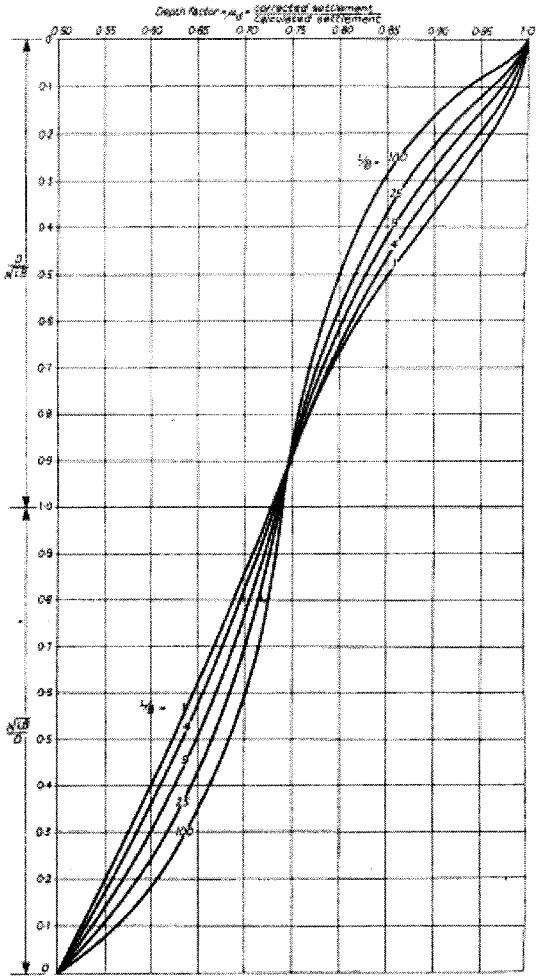
m_v = koefisien kemampatan

σ_z = tekanan vertikal efektif rata-rata pada lapisan pendukung yang diakibatkan oleh tekanan pondasi netto (qn) pada dasar pondasi ekuivalen (Gambar 7.7)

H = ketebalan lapisan tanah pendukung



Gambar 7.7 Distribusi tegangan di bawah pondasi bujur sangkar



Gambar 7.8 Faktor kedalaman untuk perhitungan settlement oedometer

Settlement oedometer perlu dikoreksi dengan faktor geologi μg untuk memperoleh harga *consolidation settlement* lapangan.

Harga *consolidation settlement* menjadi:

$S_C = \mu_g \cdot S_{oed}$

Di mana:

S_c = penurunan konsolidasi

μ_g = faktor geologi (dari tabel 5-1)

Total penurunan yang terjadi:

S = Si + Sc

Contoh perhitungan 7.2:

Hitung penurunan kelompok tiang diameter 30 cm sebanyak 6x6 buah dengan jarak antar tiang 75 cm. Pile cap berukuran 435 cm x 435 cm tebal 100 cm. Beban aksial terfaktor yang bekerja pada kolom yang ditahan pile cap tersebut adalah Pu = 18.000 kN. Panjang tiang adalah 25 m, lapisan tanah keras adalah pada kedalaman 36 m. Tanah merupakan tanah lempung jenuh dengan data sebagai berikut:

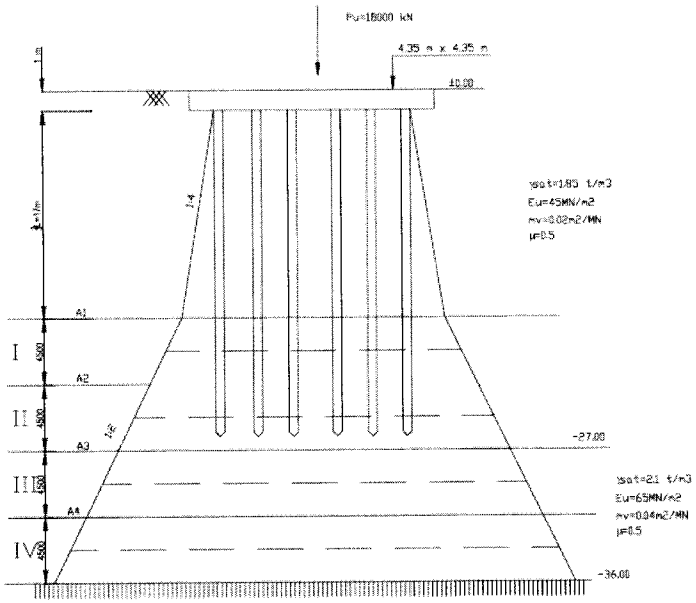
Kedalaman 0-27 m : γ' = 1,85 t/m3
m_v = 0,02 m2/MN
E_u = 45 MN/m2
μ = 0,5

Kedalaman 27-36m : γ' = 2,1 t/m3
m_v = 0,04 m2/MN
E_u = 65 MN/m2
μ = 0,5

Kedalaman > 36 m Tanah keras

Jawab:

Pada kedalaman dasar pile cap 2/3 x panjang tiang = 2/3 x 25 = 16,67 m ~ 17 m



Gambar 7.9 Kelompok tiang

A1 = 4,35 + (1/4 x 17 x 2) = 12,85 m

A2 = 12,85 + (1/2 x 4,5 x 2) = 17,35 m

A3 = 17,35 + (1/2 x 4,5 x 2) = 21,85 m

A4 = 21,85 + (1/2 x 4,5 x 2) = 26,35 m

Tekanan pada dasar pondasi rakit

$$q = Pu/A = \frac{18.000}{12,85x12,85}$$

= 109,01 kN/m2

Penurunan segera (Si)

Lapisan I (tebal lapisan H = 4,5m)

H/B = 4,5 / 12,85 = 0,35

L/B = 12,85/12,85 = 1

Df/B= 17/12,85 = 1,32

Dari Gambar 5.7 didapat

μ_1 = 0,22

μ_o = 0,67

Penurunan segera lapisan 1

$$S_i = \frac{0,22x0,67x109,01x12,85}{45x1.000}$$

Si = 0,0045 m

= 4,5 mm

Penurunan segera pada lapisan lain bisa dilihat pada tabel di bawah.

Lap	B (m)	L (m)	q (kN/m2)	H (m)	Df (m)	H/B	Df/B	μ_1	μ_o	E_u (MN/m2)	S_i (mm)
1	12,85	12,85	109	4,5	17,0	0,35	1,32	0,22	0,67	45	4,59
2	17,35	17,35	60	4,5	21,5	0,26	1,24	0,18	0,71	45	2,95
3	21,85	21,85	38	4,5	26,0	0,21	1,19	0,15	0,73	65	1,39
4	26,35	26,35	26	4,5	30,5	0,17	1,16	0,13	0,74	65	1,01

Total penurunan segera = 4,59 + 2,95 + 1,39 + 1,01

= 9,93 mm

Settlement oedometer (Soed)

Lapisan I

z = H/2 = 4,5/2 = 2,25

L/B = 12,85/12,85 = 1

z/B = 2,25/12,85 = 0,175

Dari Gambar 7.7 didapat σz/qn = 0,25

Tekanan pada tengah lapisan σz

σ_z = 0,25 x q = 0,25 x 109,01 kN/m2 = 27,25 kN/m2

m_v = 0,02 m2/MN

$m_v \times \sigma_z \times H = 0,02x10\text{-}3x27,25x4,5$

$= 0,0025$ m

$= 2,45$ mm

Perhitungan untuk semua lapisan bisa dilihat pada tabel di bawah.

Lap	H (m)	z (m)	B (m)	z/B	σz/q	q (kN/m2)	σ_z (kN/m2)	m_v (m2/MN)	$m_v \times \sigma_z \times H$ (mm)
1	4,5	2,25	12,85	0,18	0,25	109	27,25	0,02	2,45
2	4,5	6,75	17,35	0,39	0,24	109	26,16	0,02	2,35
3	4,5	11,25	21,85	0,51	0,23	109	25,07	0,04	4,51
4	4,5	15,75	26,35	0,60	0,22	109	23,98	0,04	4,32

Total $= 2,45 + 2,35 + 4,51 + 4,32$

$= 13,63$ mm

$$\frac{\sqrt{LB}}{Df} = \frac{\sqrt{(12,85x12,85)}}{17} = 0,76$$

L/B = 1

Dari Gambar 7.8 didapat $\mu_d = 0,67$

Jenis tanah konsolidasi penuh $\mu_g = 0,7$

Penurunan konsolidasi Sc $= \mu_g \times {}_{Soed}$

$= \mu_g \times \mu_d \times \Sigma(m_v \times \sigma_z \times H)$

$= 0,7 \times 0,67 \times 13,63 = 6,39$ mm

Total penurunan (S) $= Si + Sc$

$= 9,93 + 6,39$

$= 16,32$ mm

Bab 8 PILE CAP

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. Pile cap biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan pile cap dilakukan dengan anggapan sebagai berikut:

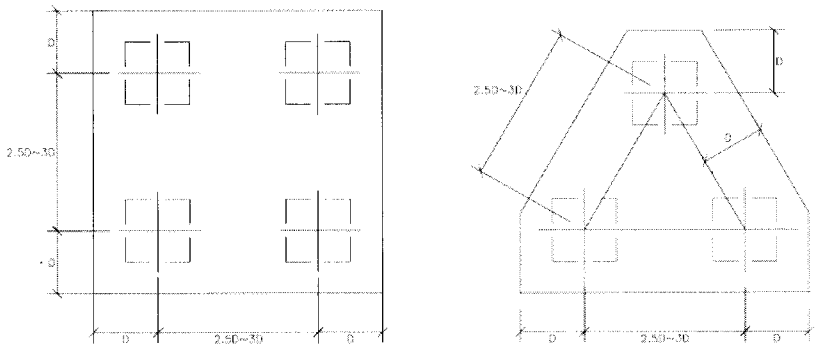
1. Pile cap sangat kaku
2. Ujung atas tiang menggantung pada pile cap. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pile cap ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

Beberapa ketentuan yang berlaku pada pondasi telapak (pondasi dangkal) dari beton bertulang yang telah dijelaskan pada Bab 5.2 berlaku pula pada perhitungan pile cap.

8.1 DIMENSI PILE CAP

Jarak tiang mempengaruhi ukuran pile cap. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya diambil 2,5D ~ 3 D, di mana D adalah diameter tiang.

Jarak tiang pada pile cap dijelaskan pada Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Jarak tiang

SNI-03-2847-2002 pasal 17.7

Ketebalan pondasi telapak di atas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak di atas pancang.

SNI-03-2847-2002 pasal 9.7

Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm.

Kontrol geser

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12

Kuat geser pondasi telapak di sekitar kolom, beban terpusat, atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:

1. Aksi balok satu arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.
2. Aksi dua arah di mana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum.

Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk pile cap sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak.

Contoh perhitungan 8.1:

Rencanakan dimensi pile cap untuk 4 buah tiang pancang berdiameter 30 cm yang mendukung kolom tengah ukuran 30x30 cm dengan beban aksial tak terfaktor yang bekerja adalah 150 ton.

Mutu bahan yang dipakai:

Mutu beton K-300 $f_c' = 24{,}4$ Mpa

Mutu besi $\varphi > 12$ U-40 $f_y = 400$ Mpa

Jawab:

Ukuran pile cap:

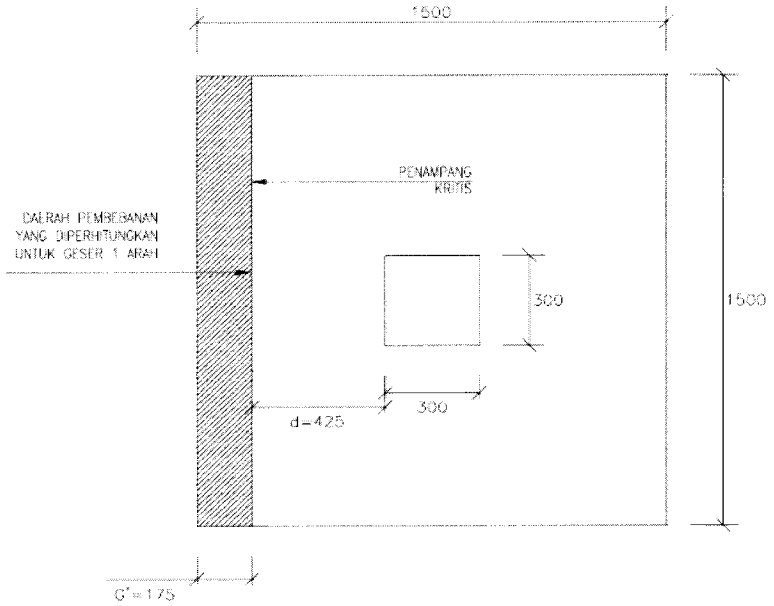
Jarak tiang pancang = 3D = 3 x 30 = 90 cm

Jarak tiang ke tepi pile cap = D x 2 = 60 cm

Total panjang = 150 cm

Dipakai ukuran pile cap 150 x 150 cm dengan tebal 50 cm.

Kontrol gaya geser 1 arah



Gambar 8.2 Analisis geser 1 arah

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$Vu = \sigma.L.G'$

Di mana:

Vu = Gaya geser

σ = P/A

= 150/(1,5x1,5)

= 66,67 t/m2

L = Panjang pondasi

= 150 cm

d = tebal efektif pile cap

= 500 - 75

= 425 mm

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah

= L- (L/2 + lebar kolom/2 + d)

= 1.500 - (1.500/2 + 300/2 + 425)

= 175 mm

Vu = 66,67 x 1,50 x 0,175

= 17,5 ton

Kuat geser beton adalah:

$$\varphi V_C = \varphi \frac{1}{6}\sqrt{fc'}bd$$

Di mana:

b = Panjang pondasi

d = Tebal efektif pondasi

= h - selimut beton

h = Tebal pondasi

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

fc' = Kuat tekan beton yang disyaratkan

V_u = Gaya geser 1 arah yang terjadi

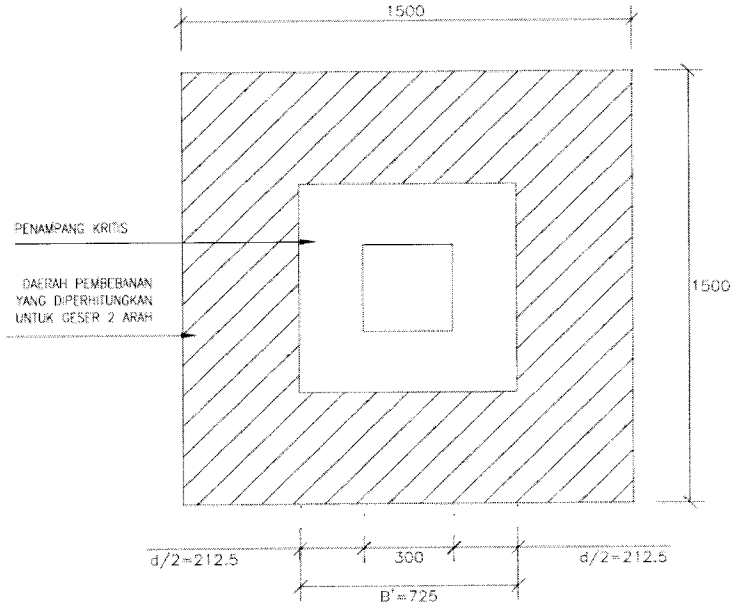
$$\varphi V_C = 0{,}75x\frac{1}{6}\sqrt{24{,}4}x1.500x425$$

= 393.627 N

= 39 ton

φVc = 39 ton > Vu = 17,5 ton (OK)

Kontrol gaya geser 2 arah



Gambar 8.3 Analisis geser 2 arah

Lebar penampang kritis (B') adalah:

B' = lebar kolom + 2(1/2)d

= 30 + 2x1/2x42,5

= 72,5 cm

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$Vu = \sigma (L^2 - B'^2)$

di mana:

σ = 66,67 t/m^2

B' = 72,5 cm

L =150 cm

Vu = 66,67 x (1,50^2 - 0,725^2)

= 115 ton

SNI-03-2847-2002 pasal 13.12.2.1

Besar Vc adalah nilai terkecil dari

1. $V_C = \left(1+\frac{2}{\beta_C}\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{6}$

2. $V_C = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{12}$

αs = 40 untuk kolom dalam

αs = 30 untuk kolom tepi

αs = 20 untuk kolom sudut

3. $V_C = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_o d$

$\beta_C = \frac{\alpha k}{bk}$

b_o = 4B'

$\varphi V_C > V_u$

di mana:

Vu = Gaya geser 2 arah yang terjadi

bk = panjang kolom

ak = lebar kolom

d = tinggi efektif pondasi

h = tebal pondasi

bo = Keliling penampang kritis pondasi telapak

αs = Konstanta untuk perhitungan pondasi telapak

$\beta_C = \frac{30}{30} = 1$

b_o = 4B'

= 4 x 72,5

= 290 cm

= 2.900 mm

$V_C = \left(1+\frac{2}{\beta_C}\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{6}$

$V_C = \left(1+\frac{2}{1}\right)\frac{\sqrt{24,4}x2.900x425}{6}$

= 3.044.050 N

= 304 ton (1)

$V_C = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\frac{\sqrt{fc'}b_o d}{12}$

$= \left(\frac{40x425}{2.900}+2\right)\frac{\sqrt{24,4}x2.900x425}{12}$

= 3.988.756 N

= 399 ton (2)

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_o d$$

$$= \frac{1}{3}\sqrt{24,4}x2.900x425$$

= 2.029.367 N

= 203 ton (3)

Jadi Vc yang dipakai adalah 231 ton

φV_c = 0,75 x 203 kg

= 152 ton

φVc = 152 ton > Vu = 115 ton (OK)

8.2 PERHITUNGAN TULANGAN

SNI-03-2847-2002 pasal 17.4.2

Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di:

1. Muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.
2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja.

Beban aksial Pu yang bekerja dibebankan sama rata ke seluruh tiang. Masing-masing tiang mendapatkan beban aksial sebesar Pu/np.

Contoh perhitungan 8.2:

Hitung tulangan yang diperlukan pada pile cap dengan ukuran 1.500x1.500 mm, tebal 500 mm. Pile cap menyatukan 4 tiang pancang dengan ukuran 300x300. Kolom dengan ukuran 300x300.

Beban yang bekerja:

Pu = 165 ton

Mx = 55 ton

My = 10 ton

Mutu bahan yang dipakai:

Mutu beton K-300 fc'= 24,4 Mpa

Mutu besi φ > 12 U-40 fy = 400 Mpa

Jawab:

Lebar penampang kritis B'

B' = lebar pile cap/2 - lebar kolom/2

= 1.500/2 - 300/2

= 600 mm

Berat pile cap pada penampang kritis q'

q' = 2.400 x L

= 2.400 kg/m^3 x 1,5 m x 0,5 m

= 1.800 kg/m'

Mu = 2(Pu/4)(s) - ½ q'B'^{2}

= 2(165.000/4)(0,3) - ½(1.800)(0,6)^2

= 24.426 kgm

= 237 kNm

φMn = φAs . fy (d-1/2 a)

$$a = \frac{As.fy}{0,85.fc.b}$$

Bila dipakai tulangan dengan d16-150 (terpasang 11 tulangan)

As = 0,25 x 3,14 x 16^2 x 11

= 2.211 mm^2

$$a = \frac{As.fy}{0,85.fc.b}$$

$$= \frac{2.211x400}{0,85x24,4x1.500}$$

$= 28,42$ mm

$\varphi Mn = \varphi As \cdot fy\ (d-1/2\ a)$

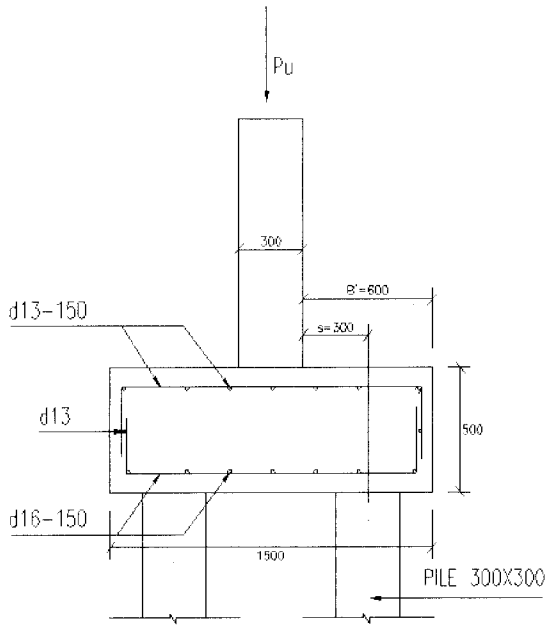
$= 0,8 \times 2.211 \times 400 \times (425 - 1/2 \times 28,42)$

$= 290.642.141$ Nmm

$= 291$ kNm > Mu = 237 kNm (OK)

Untuk tulangan tekan bagian atas, bisa diberikan sebesar 20% tulangan utama.

Bila dipasang tulangan atas d13-150 maka As' = 1.330mm^2 > 20% x 2.211 = 442 mm^2.



Gambar 8.4 Tulangan Pile Cap

Bab 9 BALOK SLOOF

Fungsi utama balok sloof adalah sebagai pengikat antar pondasi sehingga diharapkan bila terjadi penurunan pada pondasi, penurunan itu dapat tertahan atau akan terjadi secara bersamaan.

9.1 BEBAN BALOK SLOOF

Balok sloof akan menerima beban akibat:

1. Perbedaan penurunan pondasi

   Perbedaan penurunan antar pondasi, ΔS , adalah 1/150 Ls hingga 1/300 Ls. Akibat dari penurunan tersebut, maka balok sloof akan mengalami momen ΔM sebesar:

   $$\Delta M = \frac{6xExIx\Delta S}{Ls^2}$$

2. Gaya aksial 10% dari kolom yang bekerja bersamaan dengan gaya momen.

   Gaya aksial 10% ini bekerja bolak-balik sebagai gaya normal pada balok sloof sehingga perhitungannya dapat dilakukan seperti perhitungan kolom. Momen-momen dapat terjadi akibat beban dari struktur atas.

9.2 PERHITUNGAN TULANGAN

9.2.1 Tulangan Lentur

SNI-03-2847-2002 pasal 12.3

Untuk komponen struktur non-prategang dengan tulangan sengkang pengikat, kuat tekan aksial terfaktor φ Pn tidak boleh diambil lebih dari:

$$\varphi Pn(max) = 0{,}80.\varphi.[0{,}85.fc'(Ag-Ast)+Ast.fy]$$

SNI-03-2847-2002 pasal 23.10

Bila beban aksial tekan terfaktor φ Pn ≤ 0.10 fc'Ag maka persyaratan pada pasal 23.10.5 harus dipenuhi kecuali bila dipasang tulangan spiral. Pasal 23.10.5 adalah mengenai persyaratan jarak tulangan sengkang yang akan dibahas pada pendetailan tulangan geser.

SNI-03-2847-2002 pasal 23.10.4

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari 1/3 kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap irisan penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/5 kuat lentur yang terbesar yang disediakan pada kedua muka-muka kolom di kedua ujung komponen struktur tersebut.

SNI-03-2847-2002 pasal 12.5

Tulangan lentur As minimum tidak boleh kurang dari:

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} b.d$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$As\ min = \frac{1{,}4.b.d}{fy}$$

di mana:

b = lebar balok

d = tinggi efektif balok (tinggi balok - selimut beton)

fc' = kuat tekan beton

fy = tegangan leleh baja

Contoh perhitungan 9.1:

Hitung tulangan lentur yang diperlukan sloof di antara kolom 1 dan 2.

Data-data beban:

Asumsi setelah didapat hasil dari perhitungan settlement, perbedaan penurunan antar pondasi ΔS = 10mm

Beban aksial terfaktor pada kolom 1:

Pu = 1.765.800 N

Beban aksial terfaktor pada kolom 2:

Pu = 1.755.990 N

Sloof menerima beban dinding ½ bata setinggi 3m (berat 250 kg/m²)

Data balok sloof:

Panjang (L)		= 6.000 mm
Lebar	(b)	= 300 mm
Tinggi	(h)	= 600 mm
Tinggi eff (d)		= 525 mm
I		= $^1/_{12}$ x b x h³
		= 5,4 x 10⁹ mm⁴
fc'		= 24,4 Mpa (setara K-300)
E		= 23.216 MPa
fy		= 400 Mpa

Jawab:

Tulangan terpasang

Tulangan lentur As minimum tidak boleh kurang dari:

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} b.d$$

$$= \frac{\sqrt{24,4}}{4x400} x300x600$$

$$= 556\ mm^2$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$As\ min = \frac{1,4.b.d}{fy}$$

$$= \frac{1,4x300x600}{400}$$

$$= 630\ mm^2$$

Perhitungan berdasarkan beban akibat penurunan antar pondasi ΔS:

$$\Delta M = \frac{6xExIx\Delta S}{Ls^2}$$

$$\Delta M = \frac{6x23.216x5,4x10^7 x10}{6.000^2}$$

$$= 208.944.000\ Nmm$$

Dipakai tulangan atas dan bawah 5D19 (As = 1.415 mm2)

$$a = \frac{As.fy}{0,85.fc'.b}$$

$$= \frac{1.415x400}{0,85x24,4x300}$$

$$= 90,96\ mm$$

$Mn = As\ fy\ (d-a/2)$

$Mn = 1.414 \times 400 \times (525 - 1/2x90,96)$

$= 271.216.512\ Nmm$

$\varphi Mn = 0,8 \times 271.216.512$

$= 216.973.210\ Nmm > \Delta M = 208.944.000\ Nmm$ (OK)

Perhitungan berdasar beban aksial terfaktor dan momen terfaktor yang bekerja pada sloof (nilai maksimum dari 2 kolom di ujung sloof):

Pu = 1.765.800 N

= 1.766 kN

P yang diterima sloof sebesar 10 %

= 10% x 1.766

= 177 kN

M akibat dinding = 1/8 q L2

= 1/8 x 250 x 3 x 62

= 3.375 kgm

= 33,10 kNm

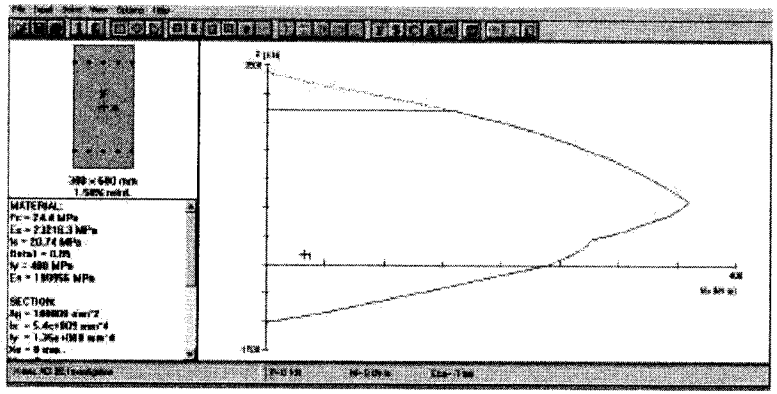
Momen terfaktor = 1,4 DL

= 1,4 x 33,10

= 46,34 kNm

Perhitungan tulangan lentur dilakukan dengan bantuan PCACOL dengan tulangan terpasang 10D19 (As = 2.830 mm2 =1,57%)

Diagram iteraksi dari PCACOL menunjukkan bahwa tulangan 10D19 mampu menahan gaya aksial dan momen pada balok sloof.



Gambar 9.1 Diagram Iteraksi PCACOL

9.2.2 Tulangan Geser

SNI-03-2847-2002 pasal 13.1

$\varphi Vn \geq Vu$

$Vn = Vc + Vs$

$\varphi(Vc+Vs) \geq Vu$

di mana:

φ = faktor reduksi kekuatan geser = 0,75

Vn = tegangan geser nominal

Vu = gaya geser terfaktor

Vc = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Vs = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

SNI-03-2847-2002 pasal 13.3.2

Untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh gaya tarik aksial yang besar, kuat geser Vc boleh dihitung dengan perhitungan yang lebih rinci dengan persamaan:

$$Vc = \left(1 + \frac{0,3Nu}{Ag}\right)\frac{\sqrt{fc'}bw.d}{6}$$

di mana:

Vc = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

fc' = kuat tekan beton

Ag = luas penampang beton

bw = lebar badan balok

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

= tinggi balok - selimut beton

Nu = gaya tarik terfaktor

sehingga Vs dapat dicari dengan rumus:

$\varphi(Vc+Vs) \geq Vu$

$$Vs = \frac{Vu}{\ddot{o}} - Vc$$

SNI-03-2847-2002 pasal 13.3.2

$$Vs = \frac{Av.fy.d}{s}$$

di mana:

Av = luas tulangan geser

fy = kuat leleh tulangan

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

= tinggi balok - selimut beton

s = jarak tulangan geser

Jarak tulangan geser

SNI-03-2847-2002 pasal 2310.4.2

Pada kedua ujung balok harus dipasang sengkang pertama pada jarak tidak lebih dari 50mm dari muka perletakan sepanjang jarak l_o = 2 x tinggi balok diukur dari muka perletakan ke arah bentang.

Sengkang ini harus mempunyai spasi yang tidak lebih dari:

- ¼ tinggi efektif balok
- 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- 24 kali diameter sengkang
- 300 mm
- gunakan ukuran yang terkecil

Contoh perhitungan 9.2:

Hitung tulangan geser yang diperlukan sloof pada contoh perhitungan 9.1.

Jawab:

Beban pada sloof

Akibat beban dinding = 250 x 3 x 6 = 4.500 kg

Akibat berat sendiri sloof = 0,3 x 0,6 x 6 x 2.400 = 2.592 kg

$$Vu = \frac{1,4x(4.500+2.592)}{2} = 4964kg = 49.640\ N$$

Tulangan lentur terpasang 5D19 (As = 1.415 mm2)

$$Vc = \left(1+\frac{0,3Nu}{Ag}\right)\frac{\sqrt{fc'}bw.d}{6}$$

$$Vc = \left(1+\frac{0,3x177.000}{300x600}\right)\frac{\sqrt{24,4}x300x525}{6}$$

= 167.917 N

Vc = 167.917 N

φVc = 0,75 x 167.917

= 125.938 N > Vu = 49.640 N

Dipasang φ10 - 125 pada tumpuan dan lapangan.

SNI-03-2847-2002 pasal 23.10

Bila beban aksial tekan terfaktor φ Pn ≤ 0,10 fc'Ag maka persyaratan pada pasal 23.10.5 harus dipenuhi kecuali bila dipasang tulangan spiral. Pasal 23.10.5 adalah mengenai persyaratan jarak tulangan sengkang yang akan dibahas pada pendetailan tulangan geser.

φ Pn = 0,8 x 176.680 N

= 141.344 N

0.10 fc'Ag = 0,10 x 24,4 x 300 x 600

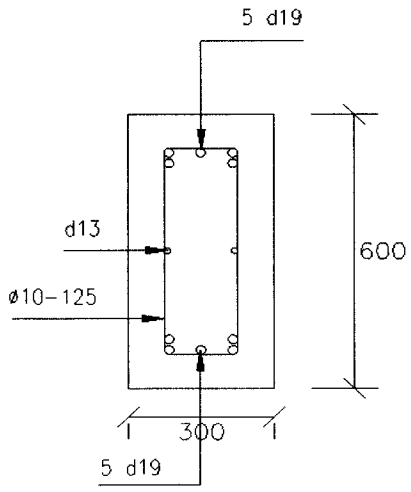
= 439.200 N

φ Pn ≤ 0.10 fc'Ag

Jarak sengkang:

- ¼ tinggi efektif balok = ¼ x 525 = 131,25 mm
- 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil = 8 x 19 = 152 mm
- 24 kali diameter sengkang = 24 x 10 = 240 mm
- 300 mm

Dipakai jarak sengkang 125 mm < 131.25 mm (OK)



Gambar 9.2 Tulangan Balok Sloof

9.3 ANALISIS SATU KOLOM SATU TIANG PONDASI (ONE COLUMN ONE PILE)

Bila pada suatu titik kolom hanya terpasang satu tiang pondasi, maka balok sloof yang terhubung pada pile cap di titik tersebut harus mempunyai momen nominal sebesar minimal sama dengan momen terfaktor yang terjadi pada titik kolom tersebut.

Hal ini karena diasumsikan pada titik tersebut bekerja sistem sendi. Sistem yang dibangun antara tiang pondasi dan pile cap tidak dapat menahan momen yang terjadi pada ujung bawah kolom sehingga momen ini harus dapat ditahan oleh balok sloof.

Contoh perhitungan 9.3:

Pada suatu kolom bekerja gaya-gaya terfaktor:

Pu = 300 kN (gaya aksial)

Mx = 30 kNm (gaya momen arah X)

My = 50 kNm (gaya momen arah Y)

Kolom tersebut didukung oleh satu tiang pondasi. Tentukan balok sloof pada arah sumbu X.

Jawab:

Untuk menentukan balok sloof arah sumbu X maka momen yang bekerja adalah momen My pada arah sumbu Y.

Asumsikan:

b = 300 mm (lebar balok)

h = 500 mm (tebal balok)

d = 425 mm (tebal efektif)

Dicoba dipakai tulangan 3D19 (As = 849 mm^2)

$$a = \frac{As.fy}{0.85.fc'.b}$$

$$= \frac{849x400}{0,85x24,4x300}$$

= 54,58 mm

Mn = As fy (d-a/2)

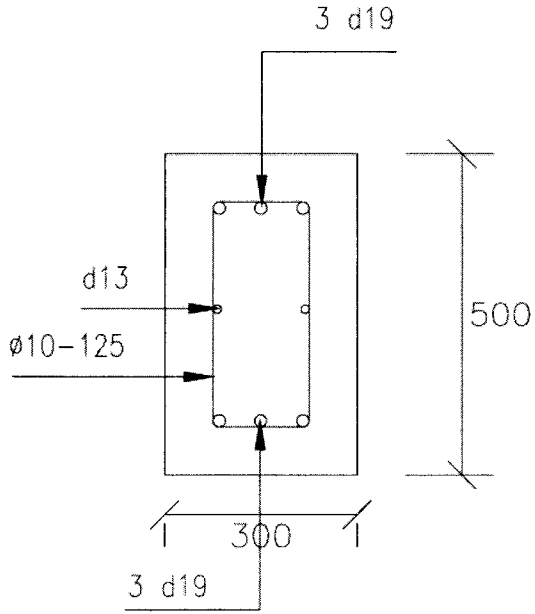
Mn = 849 x 400 x (425 - 1/2x54,58)

= 135.062.228 Nmm

φMn = 0,8 x 135.062.228

= 108.049.782 Nmm > My = 50.000.000 Nmm (OK)

Untuk perhitungan geser, langkah-langkahnya sama dengan contoh perhitungan 9.2.



Gambar 9.3 Tulangan Balok Sloof

DAFTAR PUSTAKA

Bowles, Joseph. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. McGraw Hill International Book Company.

Das, Braja, M. (1990). *Priciples of Foundation Engineering*. PWS - Kent Publishing Company.

Gunawan, Ir., dan Margaret. S, Ir. (2003). *Teori Soal dan Penyelesaian Konstruksi Beton I Jilid 2*. Delta Teknik Group Jakarta.

Hardiyatmo, HC. (2010). *Analisa dan Perancangan Fondasi Bagian I*. Gadjah Mada University Press.

Hardiyatmo, HC. (2010). *Analisa dan Perancangan Fondasi Bagian II*. Gadjah Mada University Press.

Istimawan Dipohusodo. (1994). *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum RI*, PT. Gramedia Jakarta.

Julistiono H., Ir. *Konstruksi Bangunan II*. Penerbitan Universitas Kristen Petra Surabaya.

MJ. Tomlinson. (1977). *Pile Design and Construction Practice*, The Garden City Press.

PPIUG 1983. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*, Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan.

Sardjono HS. (1991). *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Penerbit Sinar Wijaya Surabaya.

Sardjono HS. (1991). *Pondasi Tiang Pancang Jilid 2*. Penerbit Sinar Wijaya Surabaya.

SNI 03-1726-2002.(2002). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.

SNI 03-2847-2002.(2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah

DAFTAR NOTASI

BAB II

f = Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.

f1 = Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.

f2 = Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.

R = Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.

Vm = Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.

Vn = Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f1.

V_y = Beban gempa akibat pengaruh gempa rencana yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung.

μ(mu) = Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.

BAB III

B = lebar pondasi

c = kohesi tanah

Df = kedalaman pondasi

Nc = koefisien daya dukung tanah

Nc' = koefisien daya dukung tanah

Nq = koefisien daya dukung tanah

Nq' = koefisien daya dukung tanah

Nγ = koefisien daya dukung tanah

Nγ' = koefisien daya dukung tanah

q = berat tanah per meter yang ada di atas bidang dasar pondasi

qc = nilai perlawanan konus

SF = *safety factor* (angka keamanan)

TF = jumlah hambatan pelekat

σ = daya dukung tanah

σ_{ult} = daya dukung terfaktor tanah

$\bar{\alpha}$ = faktor bentuk pondasi

β = faktor bentuk pondasi

φ = sudut geser dalam tanah

γ = berat volume tanah

γ' = berat volume tanah jenuh

BAB V

a = bentang geser, jarak antara beban terpusat dan muka tumpuan

A = luas penampang pondasi

ak = lebar kolom

As = luas tulangan tarik non-prategang

B = lebar pondasi

B' = lebar penampang kritis pondasi

bk = panjang kolom

bo = keliling penampang kristis pondasi

c = kohesi tanah

d = tebal efektif pondasi

Df = kedalaman pondasi

e_0 = angka pori sehubungan dengan tekanan tanah efektif

e_1 = angka pori sehubungan dengan tekanan tanah ditambah tekanan tambahan

Eu = modulus elastisitas tanah

fc' = kuat tekan beton

fy = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang

G' = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser pengulangan

G1 = berat konstruksi di atas pondasi

G2 = berat sloof

G3 = berat tanah urug

G4 = berat dinding

G5 = berat pondasi

h = tebal pondasi

H = ketebalan lapisan tanah pendukung pondasi

L = panjang pondasi

Lb = lebar daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk momen

Mn = momen nominal

Mu = momen terfaktor yang terjadi

m_v = koefisien kemampatan

Nc = koefisien daya dukung tanah

Nc' = koefisien daya dukung tanah

Nq = koefisien daya dukung tanah

Nq' = koefisien daya dukung tanah

Nγ = koefisien daya dukung tanah

Nγ' = koefisien daya dukung tanah

pc' = tekanan prakonsolidasi

Po' = tekanan overburden efektif

Pu = tegangan tanah yang terjadi

q = tegangan yang terjadi

qc = nilai perlawanan konus

qn = tekanan pondasi netto

SF = Safety Factor (angka keamanan)

Sc = penurunan konsolidasi

Si = penurunan segera

S_{oed} = penurunan oedometer

Vc = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Vu = gaya geser terfaktor

z = jarak dasar pondasi ke tengah lapisan tanah yang ditinjau

αs = konstanta yang digunakan untuk menghitung Vc pada pondasi

βc = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat atau daerah tumpuan

μ_d = faktor kedalaman

μ_g = faktor geologi

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas

μo = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi

σ = daya dukung tanah

σ = daya dukung tanah yang terjadi

σ_{ult} = daya dukung terfaktor tanah

σz = tekanan vertikal efektif rata-rata pada lapisan pendukung yang diakibatkan oleh tekanan pondasi netto pada dasar pondasi ekuivalen

Δe = perubahan angka pori akibat pembebanan

ΔH = tebal masing-masing lapisan tanah

Δp = perubahan tekanan akibat pembebanan

φ = sudut geser dalam tanah

γ = berat volume tanah

γ' = berat volume tanah jenuh

BAB VI

Ap = luas penampang tiang

As = luas selimut dinding tiang

A_{st} = keliling penampang tiang

B = lebar kelompok tiang

c_a = gaya gesek negatif persatuan luas tiang tunggal

c_b =kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang

c_u = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang

$\bar{c}_u$ = kohesi tak terdrainase rata-rata pada lapisan sedalam Dn

D = diameter tiang

Dn = kedalaman tiang sampai titik netral (rumus gaya gesek negatif)

e = tinggi beban horizontal yang terjadi

E_g = efisiensi kelompok tiang

E_p = modulus elastisitas tiang pancang

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

FK1 = faktor keamanan

FK2 = faktor keamanan

Hu = daya dukung horizontal

Ip = momen inersia tiang

$K_d \tan\delta$ = koefisien yang tergantung pada tekanan tanah lateral

kh = modulus reaksi subgrade horizontal

L = panjang kelompok tiang

l_i = luas segmen tiang yang ditinjau

Lp = panjang tiang yang tertanam tanah

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

Mx = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

My = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

N = data SPT

n = jumlah tiang dalam 1 baris

Nc = faktor kapasitas dukung (grafik)

np = jumlah tiang yang diperlukan

ny = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

nx = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

P = daya dukung tiang

Pa = daya dukung ijin tekan tiang

Pmaks = beban maksimum pada tiang

p_o = tekanan overburden efektif rata-rata

P_{ta} = daya dukung ijin tarik tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi

Q = kapasitas dukung kelompok tiang

q_c = tahanan ujung konus sondir

Q_{neg} = gaya gesek negatif tiang tunggal

Q_p = beban yang bekerja pada masing-masing tiang

Q_t = beban terfaktor pada tiang

s = jarak tiang

S = faktor bentuk (rumus block failure)

SF = Safety Factor (angka keamanan)

Tf = total friksi/jumlah hambatan pelekat

Wp = berat pondasi

Xmaks = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Ymaks = jarak tiang arah sumbu y terjauh

yo = defleksi tiang yang terjadi

ß = faktor tak berdimensi

γ = berat volume tanah

σ'b = tegangan tekan ijin bahan tiang

θ = arc tg (D/s)

BAB VII

ak = lebar kolom

Ap = luas penampang tiang

B = lebar kelompok tiang

Cp = koefisien empiris

Cu = kekuatan geser undrained tanah

Lp = panjang tiang yang tertanam dalam tanah

d = diameter tiang

db = diameter dasar tiang

Df = kedalaman pondasi

eo = angka pori pada tekanan awal

Ep = modulus elastisitas tiang

Es = modulus elastisitas tanah

Eu = modulus deformasi pada kondisi undrained

G' = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser pengulangan

h = kedalaman lapisan tanah pendukung

Io = faktor pengaruh penurunan untuk tiang

K = faktor kekakuan tiang

L = panjang tiang yang tertanam tanah

mv = koefisien kemampatan

Pu = beban yang bekerja pada tiang

q = tekanan tanah yang terjadi

qc = nilai konus pada rata-rata kedalaman Bg

qp = daya dukung batas di ujung tiang

Qp = kapasitas daya dukung ujung tiang

Qs = kapasitas daya dukung ujung selimut tiang

RA = rasio area tiang

Rh = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras

Rk = faktor koreksi kemudahmampatan

Rμ = faktor koreksi angka poisson

S = penurunan total

Sc = penurunan konsolidasi

Sg = penurunan kelompok tiang

Si = penurunan segera

Soed = penurunan oedometer

Sp = penurunan dari ujung tiang

Sps = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

Ss = penurunan akibat deformasi aksial tiang

Vc = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Vs = poisson ratio tanah

Vu = gaya geser terfaktor

Z = jarak pondasi ke tengah lapisan tanah yang ditinjau

α = koefisien yang tergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang

μ = rasio poisson bahan tiang

μd = faktor kedalaman

μg = faktor geologi

μi = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μo = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D

σ = tegangan yang terjadi

σz = tekanan vertikal efektif rata-rata

Δe = perubahan angka pori akibat pembebanan

Δp = perubahan tekanan akibat pembebanan

BAB VIII

A = luas pondasi

a = bentang geser, jarak antara beban terpusat dan muka tumpuan

ak = lebar kolom

As = luas tulangan tarik non-prategang

B = lebar pondasi

B' = lebar penampang kritis pondasi

bk = panjang kolom

bo = keliling penampang kristis pondasi

d = tebal efektif pondasi

D = diameter tiang

fc' = kuat tekan beton

fy = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang

G' = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan

h = tebal pondasi

L = panjang pondasi

Mu = momen terfaktor yang terjadi

Mn = momen nominal

Pu = gaya aksial pada pondasi

q' = berat pile cap pada penampang kritis

s = jarak antar tiang

Vc = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Vs = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

Vu = gaya geser terfaktor

αs = konstanta yang digunakan untuk menghitung Vc pada pondasi

βc = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat atau daerah tumpuan

σ = tegangan yang terjadi

BAB IX

Ag = luas bruto penampang

Ast = luas total tulangan longitudinal

As = luas tulangan lentur

Av = luas tulangan geser

b = lebar balok

bw = lebar badan balok

d = tebal efektif balok

E = modulus elastisitas beton

Fz = gaya aksial yang terjadi

fc' = kuat tekan beton

fy = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan

h = tebal balok

I = momen inersia balok

Ls = panjang balok

Nu = gaya tarik terfaktor

Pn = kuat tekan aksial terfaktor

Pu = gaya aksial yang terjadi

s = jarak sengkang

Vc = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

Vs = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

Vu = gaya geser terfaktor

ΔM = momen yang terjadi akibat perbedaan penurunan pondasi

ΔS = perbedaan penurunan pondasi

TENTANG PENULIS

ANUGRAH PAMUNGKAS, ST

Lahir di Jakarta, 07 Februari 1972. Pendidikan SD diselesaikan di SD Negeri Pucang Jajar II Surabaya. Pendidikan SMP diselesaikan di SMP Negeri 1 Surabaya, dan pendidikan SMA diselesaikan di SMA Negeri 2 Surabaya. Gelar S1 didapatkan dari Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Bandung (ITB).

Pengalaman kerja: Tahun 1996 - 2003 bekerja di konsultan perencana struktur PT. Agoes Koernia di Jakarta sebagai structure engineer. Proyek yang telah didesain sewaktu bergabung di PT. Agoes Koernia antara lain RSUD Budi Asih di Jakarta Timur dan RSUD Koja Jakarta Utara.

Tahun 2003 - 2004 bekerja di kontraktor PT. Teguh Raksa Jaya sebagai Quantity Engineer pada proyek pengembangan Bandara Juanda Surabaya.

Tahun 2004 - 2006 bekerja di konsultan perencana struktur Susanto Cipta Jaya Corporation di Jakarta sebagai salah satu structure engineer. Proyek yang didesain antara lain Gedung Serbaguna Bukit Sentul di Sentul Jawa Barat.

Tahun 2006 - 2008 bekerja di konsultan PT. Baja Engineering di Jakarta sebagai engineer. Proyek yang dikerjakan sebagian besar adalah proyek infrastruktur di Eropa.

Tahun 2008 - 2010 bekerja di PT. IHM Jakarta sebagai engineer pada proyek Pembangunan Pembangkit Listrik Tenaga Uap PT. Petrokimia Gresik di Gresik Jawa Timur.

Tahun 2010 - sekarang bekerja sebagai konsultan struktur di Malang Jawa Timur.

ERNY HARIANTI, ST

Lahir di Malang, 2 Oktober 1976. Pendidikan SD diselesaikan di SD Negeri Tulungrejo 2 Batu. Pendidikan SMP diselesaikan di SMP Negeri 1 Batu, dan pendidikan SMA diselesaikan di SMA Negeri 1 Batu. Gelar S1 didapatkan dari Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang.

Pengalaman kerja:Tahun 2002 - 2005 bekerja di kontraktor Kajima Corporation pada proyek pengembangan Bandara Juanda Surabaya sebagai *Quantity Engineer*.

Tahun 2005 - 2006 bekerja di konsultan perencana struktur PT. Agoes Koernia di Jakarta sebagai *structure engineer*. Proyek yang telah didesain antara lain Gedung Kantor Bank Bukopin Surabaya.

Tahun 2006 - 2007 bekerja di kontraktor PT. Jagat Baja Prima Utama di Jakarta sebagai *engineer* dan estimator.

Tahun 2007 - 2008 bekerja di konsultan QS PT. EC Harris Indonesia di Jakarta sebagai *Quantity Surveyor*.

Tahun 2008 - sekarang bekerja sebagai konsultan struktur di Malang Jawa Timur.